

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

**“ANÁLISIS DE CONEXIONES METÁLICAS SOLDADAS NO
PRECALIFICADAS BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS DINÁMICAS A
ESCALA REAL Y REDUCIDA MEDIANTE SIMULACIÓN POR
COMPUTADORA”.**

AUTOR: PAUL SEBASTÍAN ENDERICA GUAMBAÑA

DIRECTOR: OSCAR JARAMILLO

QUITO, 2018

DEDICATORIA

A Joaquín, como una muestra de que ningún sueño es imposible, y ningún obstáculo es lo suficientemente grande.

A mi madre, que a través de este trabajo vea reflejada su constancia y sacrificio, pilares fundamentales para la obtención de mi título profesional.

A mis abuelos, Zoilita y Rafael, los cuales son mi ejemplo a seguir.

A mis tías, Elvirita y Anita, su apoyo ha sido incondicional para poder culminar mi formación profesional.

A toda mi familia, a cada uno por su apoyo.

AGRADESCIMIENTOS

A mi madre, porque gracias a su apoyo incondicional pude cumplir esta meta, que no solo es un anhelo para mí, sino también para ella.

A Magaly, la persona que se ha convertido en mi fortaleza, gracias por tu apoyo y cariño a lo largo de este proceso de crecimiento profesional, personal y espiritual.

A mi director y correctores, por sus valiosas aportaciones para la conclusión de este trabajo de titulación.

RESUMEN

El creciente uso de estructuras de acero en la construcción de edificios en el Ecuador hace necesario realizar la evaluación del estado del arte del tipo conexiones que se diseñan y construyen, la cual habitualmente corresponde a la junta soldada de una columna tubular y una viga “I”. La falta de infraestructura con la que cuentan los laboratorios a nivel nacional imposibilita realizar el ensayo bajo carga dinámica a escala real que demandan las normas internacionales AISC Y FEMA como parámetro de evaluación del desempeño conexiones que forman parte del sistema resistente a momento. Por tal motivo el objetivo de esta investigación es realizar la evaluación analítica, a través de la modelación de las conexiones utilizando el método de elementos finitos con el software ANSYS v.16 y experimental construyendo modelos a escala reducida que puedan ser ensayados en el Laboratorio de Materiales de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

ABSTRACT

The adequate performance of a steel frame depend on the connection between beam and column to develop a ductile behavior. The connection between an “I” shaped beam and a box column is the most usual connection in the Ecuadorian construction, but it’s not listed as a prequalified connection by the American Institute of Steel Construction, that’s the reason why its performance under seismic effects is unknown. Unfortunately, Ecuadorian laboratories doesn’t have the enough capacity to perform dynamics studies over this kind of connections to qualify its performance. That’s the main reason to perform the analysis of this connection using small scale models, which could be test in the laboratory of materials of the Pontificia Universidad Catolica del Ecuador.

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN	11
1.1 Antecedentes:	11
1.1.1 Sismo de Northridge, 1994:	12
1.2 Alcance:	14
1.3 Justificación:	14
1.4 Objetivo General:	15
1.5 Objetivos específicos	15
1.6 Hipótesis:	15
1.7 Metodología:	16
Capítulo 2: MARCO TEORICO.	17
2.1 Introducción:	17
2.2 Requisitos Generales:	21
2.2.1 Requisitos generales de resistencia	22
2.2.1.1 Resistencia a la fluencia probable:	23
2.2.1.1.1 Factor de Resistencia probable	23
2.2.2 Conexión viga-columna:	24
2.2.2.1 Columna fuerte – viga débil:	24
2.2.2.2 Angulo de deriva de entrepiso:	25
2.2.2.3 Resistencia a la flexión:	27
2.2.2.4 Secciones sísmicamente compactas:	28
2.2.3 Resistencia requerida al cortante:	29
2.2.4 Zona de Panel:	30
2.2.4.1 Resistencia al Cortante:	31
2.2.4.2 Espesor de la Zona de Panel:	31
2.2.4.3 Doble placa en la zona de panel:	31
2.2.5 Placas de Continuidad:	32
2.2.6 Zona Protegida:	33
2.2.7 Vigas:	33
2.2.7.1 Arrostramiento Lateral de Vigas:	34
2.3 Conexiones Precalificadas:	35
2.3.1 Generalidades:	35
2.3.2 Procedimiento de Calificación:	36
2.3.2.1 Antecedentes:	36

2.3.2.2 Protocolo de Calificación:	41
2.3.2.2.1 Técnicas Experimentales:	42
2.3.2.2.2 Protocolo de Carga:	43
2.3.2.3 Factores que Influyen en el Desempeño de la Conexión:	45
2.3.2.3.1 Influencia de la Geometría y Tamaño de los elementos:	48
2.3.2.3.2 Fluencia en la Zona de Panel:	49
2.3.2.3.3 Influencia del Pandeo y Esbeltez de los Elementos:	53
2.3.2.3.4 Efectos del Protocolo de Carga Y Deformación:	54
2.3.2.3.5 Capacidad Rotacional de la Conexión:	55
2.4 Modelos Estructurales a Escala Reducida:	57
2.4.1 Introducción:	57
2.4.2 Clasificación de los Modelos Estructurales:	58
2.4.2.1 Modelos Elásticos:	58
2.4.2.2 Modelos Indirectos:	59
2.4.2.3 Modelos Directos:	59
2.4.2.4 Modelos de Última resistencia:	59
2.4.2.5 Modelos Dinámicos:	59
2.4.3 Proceso de Modelado:	60
2.4.4 Ventaja y Limitaciones de los Modelos Estructurales:	61
2.4.5 Teoría de los Modelos Estructurales:	62
2.4.5.1 Análisis Dimensional:	62
2.4.5.2 Teorema Π – Buckingham:	64
2.4.5.2.1 Formación de Términos Adimensionales Π (π_i)	65
2.4.5.3 Leyes de Similitud:	67
2.4.5.3.1 Modelos con Similitud Completa:	67
2.4.5.3.3 Modelos Distorsionados:	70
2.4.6 Modelos Estructurales Sujetos a Cargas Dinámicas:	71
2.4.6.1 Modelos Sujetos a Cargas Sísmicas:	72
2.4.7 Nivel de precisión de los modelos a escala reducida	74
Capítulo 3: Definición de conexiones a ser analizadas.	74
3.2 Descripción Geométrica de la Conexión:	75
Capítulo 4: Análisis Computacional.	83
4.1 Generalidades:	83

4.1.1 Modelación del material	83
4.1.1.1. El criterio de plastificación:	86
4.1.2 Modelación Geométrica de las conexiones:	91
4.2 Análisis de conexiones:	94
4.2.1 Generalidades:	94
4.2.2 Análisis de la Conexión:	96
4.2.4.1 Resistencia a la flexión de la conexión:	98
4.2.4.2 Esfuerzos y Desarrollo de deformaciones inelásticas:	100
4.2.5 Análisis de la Conexión Soldada con columna 200x200x20:	102
4.2.5.1 Resistencia a la flexión de la conexión:	102
4.2.5.2 Esfuerzos y Desarrollo de deformaciones inelásticas:	104
Capítulo 5: Conexiones a Escala Reducida	107
5.1 Introducción:	107
5.2 Definición de los grupos adimensionales π_i	109
5.3 Comparación de los factores de escala	114
5.4 Presentación de los resultados del modelo y prototipo:	116
6. Conclusiones:	126
Bibliografía	127

Índice de ilustraciones:

<i>Ilustración 1. Conexión Remachada con alas de doble ángulo, FUENTE: FEMA 355</i>	<i>17</i>
<i>Ilustración 2. Conexión emperrada con alas de doble ángulo, FUENTE: FEMA 355</i>	<i>17</i>
<i>Ilustración 3. Curva Momento-Rotación de una conexión remachada, FUENTE: FEMA 355 D.....</i>	<i>18</i>
<i>Ilustración 4. Conexión de alas soldadas - alma emperrada, FUENTE: FEMA: 350</i>	<i>19</i>
<i>Ilustración 5. Fractura de las conexiones viga-columna después del sismo de Northridge, FUENTE: FEMA 350.....</i>	<i>20</i>
<i>Ilustración 6. Niveles de desempeño sísmico para edificaciones, FUENTE: FEMA 350.....</i>	<i>22</i>
<i>Ilustración 7. Resumen de las propiedades de planchas de acero, FUENTE: Cassagne, 2009</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 8. Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de aceros ASTM A36, A572 Gr. 50 y A588 Gr. 50</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 9. Ángulo de deriva de entrepiso, FUENTE: FEMA 350</i>	<i>26</i>
<i>Ilustración 10. Planta de edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales, FUENTE: NEC-SE-AS</i>	<i>26</i>
<i>Ilustración 11. Aceptable degradación de resistencia, FUENTE: (AISC 341-10).....</i>	<i>27</i>
<i>Ilustración 12. Máximas relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión, FUENTE: AISC 341 -10.....</i>	<i>28</i>
<i>Ilustración 13. (CONT.) Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos a compresión, FUENTE: AISC 341-10</i>	<i>29</i>
<i>Ilustración 14. Fuerzas internas Actuando en la Zona de Panel de un PEM sujeto a carga lateral, FUENTE: NEC-SE-AC</i>	<i>30</i>
<i>Ilustración 15. Esquema de Placas de Continuidad y Doble Placa</i>	<i>31</i>
<i>Ilustración 16. Ubicación de Rotulas Plásticas, FUENTE: FEMA 350</i>	<i>33</i>
<i>Ilustración 17. Esquema de ensayo para el proceso de calificación de una conexión viga-columna, FUENTE: FEMA 355 D</i>	<i>36</i>
<i>Ilustración 18. Curva Momento-Rotación de una conexión con adecuada ductilidad, FUENTE: FEMA 355 D</i>	<i>37</i>
<i>Ilustración 19. Curva Momento-Rotación de una conexión construida en 1988, FEMA 355 D.....</i>	<i>38</i>
<i>Ilustración 20. Rotación Plástica vs Peralte de la viga para conexiones Pre-Northridge, FUENTE: FEMA 355 D</i>	<i>39</i>
<i>Ilustración 21. Variación de las propiedades mecánicas de los aceros estructurales, FUENTE: Coons, 1999</i>	<i>40</i>
<i>Ilustración 22. Determinación de ángulo de rotación para el proceso de calificación de conexiones, FUENTE: FEMA 350</i>	<i>42</i>
<i>Ilustración 23. Definición del nivel de desempeño en función del ángulo de rotación, FUENTE: FEMA 350.....</i>	<i>43</i>

<i>Ilustración 24. Valores numéricos del protocolo de carga para conexiones viga-columna a momento, FEMA 350</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 25. Protocolo de carga estándar para calificaron de conexiones viga-columna, FEMA 355 D.....</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 26. Protocolo de calificación a ultima resistencia de conexiones viga-columna, FUENTE FEMA 355 D</i>	<i>45</i>
<i>Ilustración 27. Curva Momento-Rotación llevada hasta la falla, FEMA 355 D.....</i>	<i>45</i>
<i>Ilustración 28`. Mecanismo de plastificación para una conexión alas soldadas-alma empernada, FUENTE: FEMA 355 D.....</i>	<i>47</i>
<i>Ilustración 29. Mecanismo de falla para una conexión alas soldadas-alma empernada, FUENTE: FEMA 355 D.</i>	<i>47</i>
<i>Ilustración 30. Distribución de la deformación unitaria en vigas de diferente peralte, FUENTE FEMA 355 D.....</i>	<i>48</i>
<i>Ilustración 31. Esquema de los efectos de la longitud de la viga</i>	<i>49</i>
<i>Ilustración 32. Diagrama de cuerpo libre para la determinación del corte en la zona de panel de la conexión, FEMA 355 D.</i>	<i>50</i>
<i>Ilustración 33. Rotación - Plástica en función del esfuerzo cortante, FUENTE: FEMA 355 D.....</i>	<i>51</i>
<i>Ilustración 34. Rotación plástica en función del corte producido por el momento plástico de la conexión, FEMA 355 D.</i>	<i>52</i>
<i>Ilustración 35. Rotación plástica en función del espesor del ala de la viga, FEMA 355 D. ...</i>	<i>54</i>
<i>Ilustración 36. Curva Momento - Rotación de una conexión llevada hasta la falla, FEMA 355 D.....</i>	<i>56</i>
<i>Ilustración 37. Curva de esfuerzo deformación para modelos con similitud completa, FUENTE: Harris & Sabnis. 2000.....</i>	<i>70</i>
<i>Ilustración 38. Curva de esfuerzo deformación para modelos distorsionados, FUENTE: Harris & Sabnis. 2000</i>	<i>71</i>
<i>Ilustración 39. Conexión conformada por viga IPE 200 y columna HEB 200.....</i>	<i>¡Error! Marcador no definido.</i>
<i>Ilustración 40. Conexión soldada de una viga IPE 200 y una columna HSS 200x200x10 ...</i>	<i>75</i>
<i>Ilustración 41. Conexión soldada de una viga IPE 200 y una columna HSS 200x200x20 ...</i>	<i>79</i>

Índice de Tablas:

<i>Tabla 1. Angulo de deriva como parámetro de calificación.</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 2. Lista de dimensiones fundamentales.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 3. factores de escala para modelos sujetos a carga dinámica,</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 4. Características geométricas de la conexión 1.</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 5. Características geométricas de la conexión 2.</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 6. Certificado de calidad de las propiedades geométricas del acero A-36.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 7. Valores de resistencia para modelación del acero A-36.</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 8. Requisitos del acero A-36.....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 9. Valores de resistencia del acero A-36.</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 10. Protocolo de carga para calificación de conexiones.....</i>	<i>95</i>

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes:

Los primeros usos de acero como elemento estructural datan de los 1779 en la ciudad de Shropshire, Inglaterra en la cual se construyó un puente sobre el río Sever, denominado Coalbrookdale Bridge cuya estructura estaba constituida por hierro colado, tenía forma de arco y 60 metros de longitud. Esta obra se constituyó en un hito para la ingeniería ya que empezó a introducir el hierro como material estructural.

Posteriormente en el año 1819 empezaron a producirse en Estados Unidos ángulos en hierro laminado, posterior a este avance se empezaron a laminar las primeras vigas tipo “I” en los años 1884, los cuales formarían parte de la primera edificación en la cual se incluiría estructura de acero, el edificio Home Insurance Company en la ciudad de Chicago obra a cargo del ingeniero William Le Baron Jenney el cual idearía un sistema estructural constituido por columnas de hierro recubiertas por ladrillo y vigas de acero estructural con un total de 10 pisos y aproximadamente 42 metros de altura, estructura la cual es considerada como el primer rascacielos en el mundo. La inclusión del acero como elemento estructural dio paso a obras posteriores como el edificio Rand-McNally la primera estructura en estar construida totalmente en acero.

Debido a las propiedades mecánicas que presentaba el acero y a su versatilidad para la industria de la construcción, fue objeto de investigación y de un mejoramiento continuo en cuanto a su composición química, variando su contenido de carbono para lograr mayores resistencias además de introducir nuevos elementos como el cobre, magnesio, silicio y níquel para mejorar propiedades como la soldabilidad y resistencia a la corrosión. Actualmente la American Society of Testing Materials (ASTM), fija valores máximos exactos en el contenido de carbono, silicio, níquel, etc.

Se divide a los aceros estructurales principalmente en tres grupos: aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, y aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica.

1.1.1 Sismo de Northridge, 1994:

Por mucho tiempo se consideró como segura la filosofía de diseño que se había adoptado para las edificaciones realizadas con acero estructural la cual suponía que las edificaciones eran aptas para soportar diversos niveles de aceleración durante un evento sísmico sin sufrir niveles de daño que la llevaran al colapso, es decir que lograran desarrollar un comportamiento dúctil, sin embargo en el año 1994 en la ciudad de los Ángeles, concretamente en el valle de San Fernando se registró un sismo que alcanzo un grado de 6.7 en la escala de Richter el cual produjo fallas frágiles en las conexiones viga columna. El denominado sismo de Northridge puso en alerta a la comunidad científica y a la Agencia Federal de Gestión de Emergencia (FEMA) de los Estados Unidos las cuales realizaron una recopilación de las fallas producidas en las edificaciones y realizarían una nueva serie de recomendaciones para el diseño sismo resistente de estructuras de acero.

Las fallas se produjeron en edificaciones con alturas comprendidas entre uno hasta 26 pisos de altura, y con edades comprendidas entre los 30 años previos a la fecha de dicho evento sísmico. Las edificaciones afectadas se encontraban a lo largo de una extensa región geográfica, incluso se llegó a detectar daños en estructuras que debido a su localización no habrían experimentado grandes niveles de aceleración sísmica y en las cuales no se esperaba daños estructurales. Lo cual produjo grandes perjuicios económicos debido a los daños físicos, pero también por el coste que significaba la investigación y reparación de dichos daños.

Las estructuras conformadas por pórticos resistentes a momento están diseñadas para resistir grandes niveles de esfuerzo debido a las aceleraciones producidas durante un evento sísmico gracias a su capacidad de desarrollar grandes deformaciones plásticas sin la pérdida significativa de resistencia (FEMA, FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings, 2000). Sin embargo, durante el sismo de Northridge se observó fallas a través de las soldaduras de penetración completa y en la base de la columna imposibilitando el desarrollo de mecanismos de plastificación que aseguren un comportamiento dúctil de la estructura.

El desarrollo de la ductilidad inicia con la plastificación de los miembros estructurales que forman parte de la conexión y pueden tomar la forma de una

articulación plástica en la viga, deformaciones plásticas debidas a los esfuerzos cortantes en la zona de panel de la columna o una combinación de ambos, generalmente las conexiones utilizadas eran capaces de resistir una rotación plásticas de 0.02 radianes sin la pérdida significativa de resistencia. Sin embargo, se observaron fallas frágiles ante solicitaciones muy inferiores a la anteriormente mencionada, estas se producían cuando aún el comportamiento estructural de la conexión se encontraba en el rango elástico.

Estas observaciones fueron recopiladas y presentadas en el documento FEMA 350 y algunas de ellas se presentan a continuación:

- La condición más severa de esfuerzos que experimenta la conexión se encuentra en la unión entre la viga y la columna, sin embargo, esta es la parte más débil de la misma. En estas uniones los momentos flectores y los esfuerzos de corte deben transferirse de la viga hacia la columna mediante la acción conjunta de las soldaduras y las alas de la viga con las alas de la columna.
- Las consideraciones de diseño para las conexiones asumen que todo el esfuerzo de flexión se transmite a través de las alas y que los esfuerzos de corte se transmiten a través del alma de la viga. Sin embargo, debido a las restricciones de deformación de la columna, las alas de la viga reciben una gran cantidad de esfuerzo cortante, esto produce una concentración de esfuerzos en la cara de la columna en la unión de las alas de la viga y la columna, lo que deriva en una gran demanda de resistencia en las soldaduras. Este fenómeno produce la iniciación de las fallas en las soldaduras.
- La geometría de las conexiones dificulta la inspección de las soldaduras para determinar su calidad y la detección de fallas ocultas. A pesar de existir métodos como el ultrasonido para determinar la calidad de la soldadura, esta práctica no es muy habitual lo cual genera incertidumbre en la condición real de la conexión.
- Entre los años 1985-1994 las conexiones resultado de la antigua filosofía de diseño generaban zonas de panel de muy poca rigidez, esto producía que el comportamiento inelástico de la conexión este dominado por la

deformación por corte en la zona de panel, esta deformación producía un efecto de torsión en las alas de la columna conectadas a las vigas lo cual incrementaba los niveles de esfuerzo y deformación en la viga.

- La concepción estructural de las edificaciones de acero estructural tendía a ser bastante redundantes y cada conexión viga-columna era diseñada para ser parte del sistema resistente a momento, lo cual resultaba en miembros de menores dimensiones. Con el paso del tiempo y el incremento de los costos en la construcción, se descubrió que se puede bajar los costos solo considerando un menor número de conexiones como resistentes a momento y como consecuencia se debía usar miembros de mayor tamaño. Así como el tamaño de los elementos creció, los niveles de deformación también se incrementaron en los elementos soldados de la conexión, lo cual podía llevar a los elementos a una falla frágil.

1.2 Alcance:

La investigación que se realizará deberá ser una investigación descriptiva y correlacional en la cual se analizará el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas más comúnmente utilizadas en el medio local, utilizando los parámetros de calificación impuestos por la norma americana AISC 341-10, FEMA 350 y La Normativa Ecuatoriana de la Construcción de las cuales se obtendrán valores correlacionales de modelos en escala real y escala reducida si es que existiesen.

1.3 Justificación:

El uso de conexiones de acero soldadas en pórticos resistentes a momento las cuales debido a su fabricación y montaje no aseguran la interacción adecuada entre la viga y la columna pueden presentar un comportamiento similar conocidas como las conexiones Pre-Northridge, las cuales eran consideradas como perfectas para soportar cualquier sismo, lamentablemente en este tipo de conexiones se consideraba sólo la gran ductilidad del acero como propiedad principal descuidando así características como su baja tenacidad, alta concentración de esfuerzos, pobre mano de obra e inspección entre otros; teniendo en cuenta estas deficiencias, se realizaron las competentes correcciones a los códigos y metodologías de cálculo, dejando así como obsoletas a las conexiones Pre-Northridge dando paso a las

ahora llamadas conexiones precalificadas para pórticos resistentes a momento. Teniendo como punto de partida la normativa local Normativa Ecuatoriana de la Construcción del año 2015, e internacionalmente la FEMA 350 y las provisiones sísmicas de la AISC 341-10 para conexiones metálicas precalificadas basaremos la investigación en los requisitos que dichas normas establecen para asegurar un comportamiento estable de la conexión ante un evento sísmico.

Cabe recalcar que dichos requisitos se basan en ensayos a escala real de las conexiones analizadas, sin embargo, debido a la falta de infraestructura y de capacidad en los laboratorios locales hace prácticamente imposible la realización de estos ensayos, lo que se convierte en un limitante al momento de realizar este tipo de análisis. Por esto se propone realizar los ensayos a una escala razonablemente reducida, la cual mantenga similitud de primer orden con respecto a la conexión estudiada a escala real, y la cual se replicable en futuras investigación de diversas configuraciones estructurales a nivel nacional.

1.4 Objetivo General:

Analizar el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas a escala reducida mediante los parámetros de calificación de conexiones sismo resistentes impuestos por la norma AISC 341-10, FEMA 350 y La Normativa Ecuatoriana de la Construcción, utilizando una modelación matemática de elementos finitos (FEM) con la utilización del software ANSYS v16.

1.5 Objetivos específicos

- Determinar el comportamiento dúctil o no de los miembros que forman parte de la conexión mediante los diagramas de histéresis obtenidos mediante ANSYS.
- Obtener valores de correlación si es que existiesen entre el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas a escala real y a escala reducida.
- Identificar las variables sensibles a la alteración de escala.

1.6 Hipótesis:

La investigación parte con el análisis de las conexiones metálicas no precalificadas más comúnmente utilizadas en la construcción de edificios de acero en el Ecuador, bajo los parámetros de precalificación impuestos por la normativa

americana AISC 341-10 y FEMA 350, las cuales establecen que se debe realizar ensayos de las conexiones a ser analizadas a escala real. Ante la falta de infraestructura para realizar estos ensayos a escala real, se propone escalar la conexión, para ser analizada en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la PUCE, dicho modelo debe mantener al menos similitud de primer orden con la conexión a escala real; y cuyos resultados obtenidos, serán determinados para la conexión a escala real mediante la obtención de factores de escala, siempre y cuando los valores sean representativos para la conexión analizada.

1.7 Metodología:

Esta investigación comienza con el levantamiento de información, en la cual se definirá las diferentes configuraciones geométricas de las conexiones metálicas soldadas mayormente utilizadas en la construcción de edificios en el Ecuador, posteriormente se describirá los requisitos para los miembros que forman parte de la conexión como lo indica las norma nacionales e internacionales.

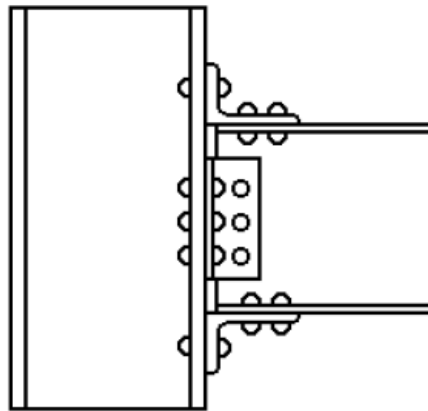
Una vez levantada esta información se procederá a realizar una investigación analítica, en la cual se intentará predecir el comportamiento de las conexiones anteriormente mencionadas a niveles de esfuerzo y deformación, ante los requisitos de precalificación impuestos por la norma AISC 341-10, mediante la utilización de modelos de elementos finitos con la utilización del software ANSYS v16.

Posteriormente se realizará una investigación teórica-correlacional en la cual se identificará las variables las cuales afectan en mayor medida el proceso de calificación de una conexión sismo resistente, para de esta manera mediante el teorema de PI-Buckingham, lograr obtener los respectivos grupos de adimensionales π y sus respectivos factores de escala, para definir un modelo de la conexión a escala reducida la cual pueda ser ensayada en el laboratorio de materiales de construcción de la PUCE.

Capítulo 2: MARCO TEORICO.

2.1 Introducción:

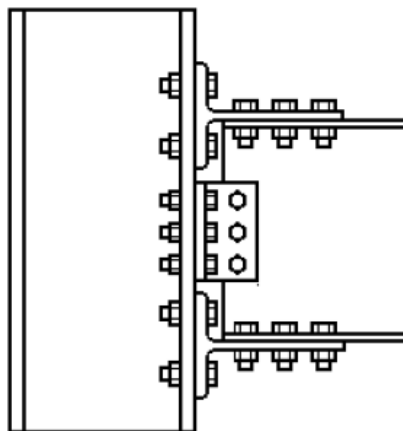
La revolución causada por la creciente inclusión del acero como elemento estructural en la construcción de los Estados Unidos llevo a que en los años 1950 los ingenieros a estandarizaran el uso de conexiones con remaches en las primeras estructuras de gran altura, las cuales contaban con una geometría similar a la que se muestra a continuación:



Typical Riveted Double-Flange-Angle Connection

Ilustración 1. Conexión Remachada con alas de doble ángulo, FUENTE: FEMA 355

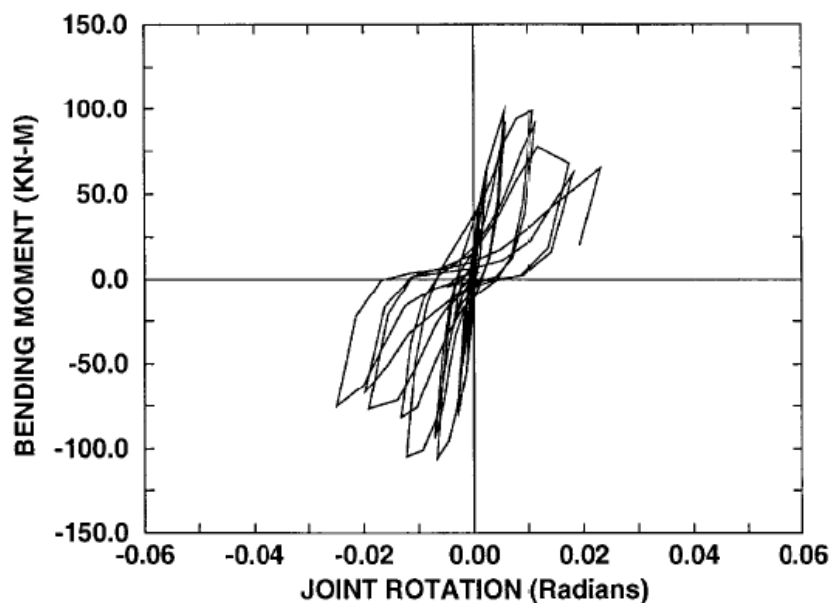
Los remaches pronto serian remplazados con el uso de pernos de alta resistencia, para dotar a la conexión de un mejor desempeño estructural ante solicitaciones sísmicas, sin variar mucho el detallamiento este tipo de conexiones.



Typical T-Stub Connection with High-Strength Bolts

Ilustración 2. Conexión emperrada con alas de doble ángulo, FUENTE: FEMA 355

Dichas conexiones eran parte de sistemas estructurales en los cuales todas las conexiones se diseñaban para resistir momento, es decir que el sistema estructural era altamente redundante. Sin embargo, el desempeño individual de estas conexiones seguía siendo una gran incertidumbre. Debido a esto varias investigaciones se llevaron a cabo para determinar su comportamiento inelástico demostrándose así que estas conexiones eran capaces de disipar muy poca energía, además de que su desempeño estaba muy limitado al mecanismo de plastificación que presentara la conexión, lo que podía conllevar mecanismos frágiles de falla. Un ejemplo del comportamiento histórico de dichas conexiones se presenta a continuación.



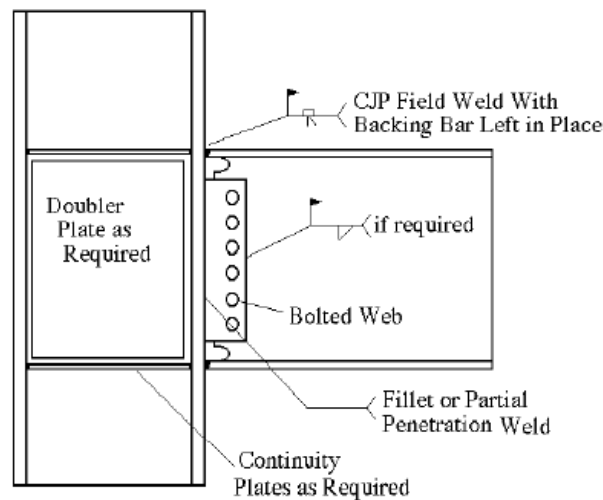
Moment-Rotation of Riveted Connection with Small Rotational Capacity

Ilustración 3. Curva Momento-Rotación de una conexión remachada, FUENTE: FEMA 355 D

Sin embargo, el buen desempeño que presentaba todo el sistema estructural se debía a la redundancia del mismo, además del aporte en rigidez de los elementos no estructurales. La gran redundancia de estas estructuras se veía reflejado en la redistribución de esfuerzos que era capaz de conseguir la estructura durante un evento sísmico, sin comprometer su integridad estructural.

Durante la década de los 60's las innovaciones industriales conllevaron al uso de soldaduras como una alternativa más práctica y económica al uso de pernos de alta

resistencia, dichas conexiones se componían de alas soldadas – almas empernadas como se ilustra a continuación:



Fully Restrained Welded-Flange-Bolted-Web Connection

Ilustración 4. Conexión de alas soldadas - alma empernad, FUENTE: FEMA: 350

Nuevamente un amplio interés por determinar el comportamiento de estas conexiones llevo a cabo varias investigaciones con el objetivo principal de determinar su comportamiento inelástico, bajo las grandes deformaciones producidas durante un evento sísmico. Se determinó un mejor desempeño estructural en comparación al presentados por las conexiones utilizadas en décadas pasadas, curvas historieticas con bucles pronunciados eran una clara evidencia de una mayor disipación de energía, además de que la rigidez y resistencia residual de las conexiones se mantenía estable. Esto se debía a que la conexión era capaz de desarrollar la mayor capacidad plástica de la viga evitando así fallas frágiles. El buen desempeño estructural de este tipo de conexiones fue complementado en 1988 cuando se demostró mediante experimentación que la fluencia en la zona de panel de dichas conexiones contribuía positivamente a su capacidad rotacional, es decir que le otorgaba una mayor disipación de energía y mayor capacidad de resistir deformaciones inelásticas.

La evolución en la industria de la construcción trajo consigo también un alza en el costo de mano de obra y equipo que suponía construir edificios con este tipo de conexiones por lo cual la práctica constructiva evoluciono también hacia sistemas

estructurales más livianos y en los cuales se tendría una menor cantidad de conexiones resistentes a momento, pero con secciones de mayor tamaño.

Los efectos del sismo de Northridge ocurrido en 1994, produjeron fracturas en las conexiones de varios edificios, lo cual es una contradicción al comportamiento anteriormente mencionado, en muchos casos fracturas frágiles se produjeron en estructuras sujetas a niveles muy bajos de demanda sísmica, en algunos casos a niveles cuando la estructura aún se encontraba en el rango elástico.

Usualmente la fractura de la conexión empezada a través de la soldadura de penetración completa entre el ala inferior de la viga y el ala de la columna, una vez que esta fractura ocurría la conexión perdía gran parte de su rigidez y resistencia a la flexión, a partir de ahí la resistencia residual a la flexión se debía al aporte de la soldadura del ala superior de la viga y la columna.



a. Fracture at Fused Zone



b. Column Flange "Divot" Fracture

Ilustración 5. Fractura de las conexiones viga-columna después del sismo de Northridge, FUENTE: FEMA 350

Varias investigaciones, así como el levantamiento de información de las edificaciones afectadas por este evento sísmico estuvieron a cargo de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, la cual resume las conclusiones y recomendaciones de diseño sísmico a través de varios reportes que se convertirán en una herramienta para mejorar los códigos de diseño para estructuras de acero.

2.2 Requisitos Generales:

El objetivo de las normas y códigos de diseño a partir de los eventos de ocurridos en el sismo de Northridge, ha sido el de mejorar el nivel de respuesta inelástica de los sistemas estructurales resistentes a momento, aprovechando las bondades del acero y toda la evidencia previa del comportamiento de las estructuras sujetas a grandes aceleraciones sísmicas.

Las estructuras de acero pueden incorporar diferentes tipos de conexiones resistentes a momento, sin embargo, basándose en la información proporcionada por investigaciones anteriores, las entidades internacionales como la FEMA y la AISC han sido capaces de calificar cierto tipo de conexiones como “precalificadas” a partir de su respuesta inelástica, y así establecer limitaciones y recomendaciones para su uso asegurando el comportamiento de todo el sistema estructural.

A pesar de que existe una serie limitada de conexiones denominadas como precalificadas, también se presenta el procedimiento y las recomendaciones de calificación para conexiones utilizadas en proyectos específicos, siendo un requisito para demostrar que configuraciones diferentes a las denominadas conexiones precalificadas tendrán un nivel de desempeño seguro basado en sus asunciones de diseño.

Los niveles de desempeño esperados en los sistemas estructurales compuestos de acero han sido clasificados por la FEMA – 302, en tres grupos denominados como SUG's en función de su respuesta ante eventos sísmicos, dichos grupos están basados en su ocupación y uso.

- SUG I: principalmente edificios para ocupación comercial, residencial e industrial.
- SUG II: Edificios ocupados por un gran número de personas o personas con movilidad reducida.
- SUG III: Estructuras esenciales de respuesta inmediata después de un evento sísmico.

Las especificaciones intentan mejorar el comportamiento de estas estructuras detallando el sistema estructural seleccionado, detallando las conexiones de sus

elementos estructurales, las combinaciones de carga seleccionadas para el diseño de sus elementos y los niveles de deriva esperados.

Un resumen del comportamiento esperado por cada uno de estos grupos estructurales se muestra a continuación:

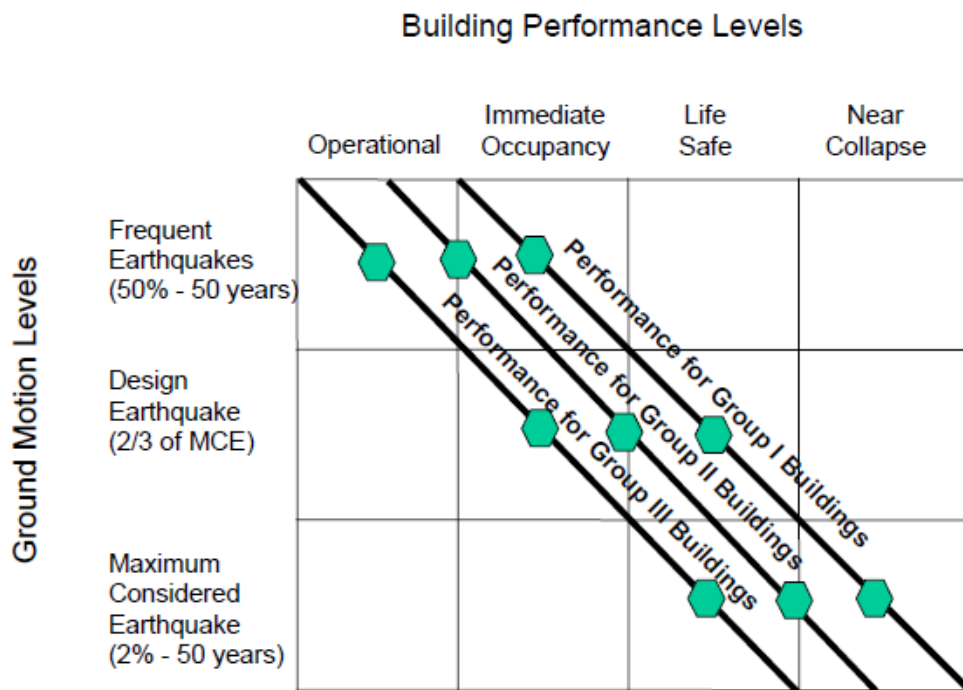


Ilustración 6. Niveles de desempeño sísmico para edificaciones, FUENTE: FEMA 350

Sin importar el grupo estructural seleccionado para el diseño de la estructura, esta debe ser capaz de prevenir el colapso ante la acción del sismo máximo probable (MCE) y asegurar un desempeño que prevenga la pérdida de vidas ante la acción del sismo de diseño, el cual se considera tiene un efecto similar a los 2/3 del sismo máximo probable. El sismo máximo probable (MCE) está representado por aquel evento sísmico que tiene un 2% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años (aproximadamente 2500 años de periodo de retorno).

2.2.1 Requisitos generales de resistencia

La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC) del año 2015 en su capítulo correspondiente a las estructuras de acero adopta las consideraciones de las normas americanas correspondiente al detallamiento y construcción de sistemas estructurales conformados por perfiles de acero y conexiones resistentes a momento.

2.2.1.1 Resistencia a la fluencia probable:

La resistencia probable de un miembro estructural sujeto a carga únicamente axial puede ser determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$R_{fp} = F_{yp} \cdot A_g$$

Donde:

F_{yp}: esfuerzo de fluencia probable.

A_g: El área de la sección transversal del elemento.

R_{fp}: Resistencia a la fluencia probable.

El esfuerzo de fluencia probable es determinado de la siguiente manera según lo indica la NEC, 2015:

$$F_{yp} = R_y \cdot F_y$$

Donde:

F_y: Esfuerzo de fluencia especificado del acero.

R_y: Factor de esfuerzo de fluencia probable.

2.2.1.1.1 Factor de Resistencia probable

El factor de esfuerzo a la fluencia probable se determinó a partir de un estudio estadístico realizado por Cassagne en el año 2009, el estudio consistió en la evaluación de las propiedades mecánicas que presentaban los certificados de fabricación de las planchas de distintos tipos de acero A 36, A 572 Gr 50 y A 588 Gr 50. Un total de 2816 certificados para el acero A 36, 363 para el acero A 572 Gr 50 y 2136 para el acero A 588 Gr 50, fueron los que conformaron este estudio estadístico y se llegó a determinar los valores que se incluyen en la norma y que a continuación se muestran.

Especificación ASTM		Mínimo (ksi)	Media (ksi)	Máximo (ksi)
ASTM A36	Esfuerzo de Fluencia	36.00	47.12	63.00
	Resistencia a la Tensión	51.00	64.76	84.00
	F _y /F _u (%)	56.00	73.00	98.00
ASTM A572 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	49.00	55.36	70.00
	Resistencia a la Tensión	67.00	82.26	94.00
	F _y /F _u (%)	59.00	67.00	82.00
ASTM A588 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	50.00	58.38	73.00
	Resistencia a la Tensión	71.00	81.26	90.00
	F _y /F _u (%)	62.00	72.00	87.00

Ilustración 7. Resumen de las propiedades de planchas de acero, FUENTE: Cassagne, 2009

Con estos resultados se determinó el valor del factor de fluencia probable R_y y el valor del factor de tensión probable R_t , los cuales fueron adoptados para la norma y que a continuación se muestran.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Ilustración 8. Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de aceros ASTM A36, A572 Gr. 50 y A588 Gr. 50

2.2.2 Conexión viga-columna:

2.2.2.1 Columna fuerte – viga débil:

Debido a que el daño esperado en la conexión debe cumplirse mediante la plastificación la conexión debe cumplir el criterio de columna fuerte – viga débil, el cual es determinado a través de la siguiente ecuación.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que concurren a la conexión.

$\sum M_{pv}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que concurren a la conexión.

La sumatoria de los momentos tanto para vigas como para columnas se calcula con la formula presentada a continuación:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(\frac{F_{yc} - P_{uc}}{A_g} \right)$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que concurren a la conexión.

A_g = Área gruesa de la columna.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia del acero utilizado para las columnas.

P_{uc} = resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga para el método LRFD, incluyendo la carga sísmica amplificada.

Z_c = Modulo plástico de la sección transversal de la columna.

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv})$$

Donde:

$\sum M_{pv}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que concurren a la conexión.

F_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero utilizado para las vigas.

M_{uv} = Momento adicional debido al incremento del corte en la zona de articulación plástica medido a partir de la cara de la columna y la zona de articulación plástica.

R_y = Factor de resistencia a la fluencia probable del acero.

Z_c = Modulo plástico de la sección transversal de la columna.

2.2.2.2 Angulo de deriva de entrepiso:

- Para conexiones en las cuales el sistema estructural está diseñado para que todas las conexiones formen parte del sistema resistente a carga lateral, las

conexiones deberán ser capaces de resistir por lo menos un ángulo de deriva correspondiente a los 0.035 radianes.

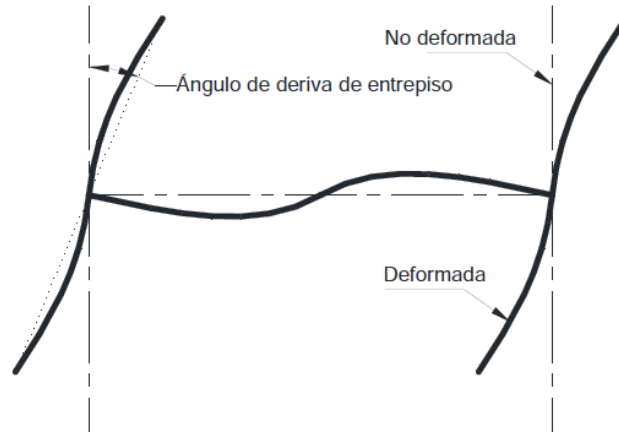


Ilustración 9. Ángulo de deriva de entrepiso, FUENTE: FEMA 350

- Para conexiones las cuales están diseñadas para que el sistema estructural que resiste carga lateral está constituido solo por las conexiones que se encuentran en el perímetro del edificio.

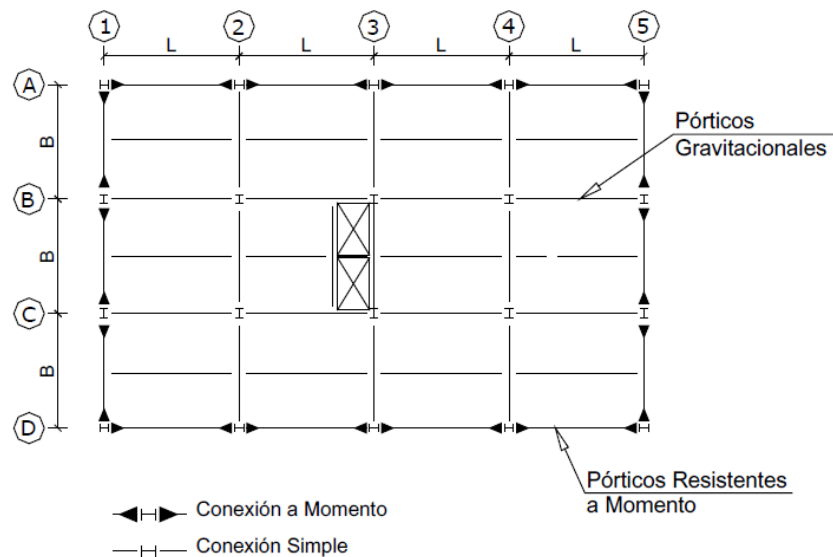


Ilustración 10. Planta de edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales, FUENTE: NEC-SE-AS

Las conexiones deben ser capaces de resistir por lo menos un ángulo deriva 0.04 radianes.

Las diferencias entre estos dos valores de deformación angular para cada tipo de conexión vienen dadas por las siguientes razones, como se expone en la Norma:

- La capacidad de redundancia que poseen las estructuras, donde todas las conexiones están diseñadas para resistir momento tiene consecuencia un mejor desempeño estructural. Además de poseer elementos de menores dimensiones las cuales presentan un comportamiento más dúctil.
- En edificaciones donde el sistema resistente a momento está constituido solo por las conexiones que se encuentran en su perímetro se pueden producir fenómenos de inestabilidad ante la falla de uno o varios de sus elementos.

2.2.2.3 Resistencia a la flexión:

- La resistencia a la flexión requerida para sistemas estructurales en las que todas las conexiones son resistentes a momentos corresponde al ochenta por ciento del Momento Plástico (M_p) que desarrollara la conexión cuando el ángulo de deriva corresponda a 0,035 radianes.
- Mientras que las conexiones que forman parte de los pórticos resistentes a momento que se encuentran en el perímetro de la edificación deben ser capaces de desarrollar al menos el ochenta por ciento del momento plástico cuando el ángulo de deriva de piso se igual a 0.04 radianes.

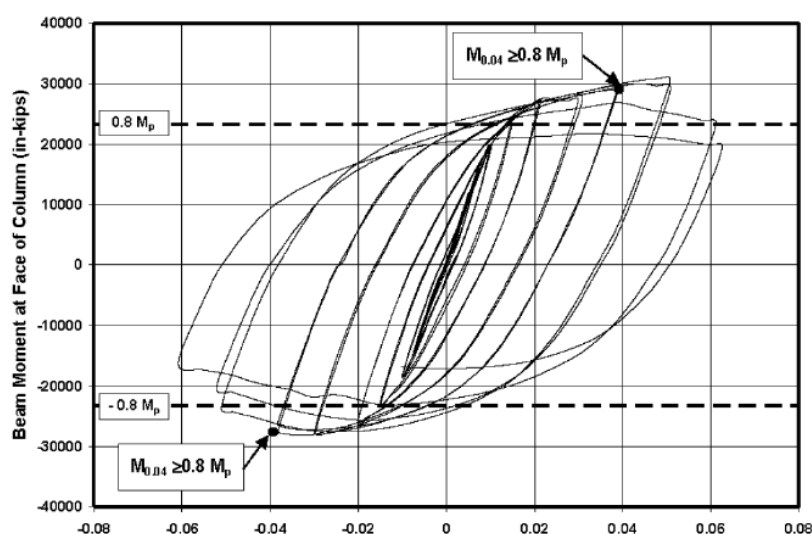


Ilustración 11. Aceptable degradación de resistencia, FUENTE: (AISC 341-10)

2.2.2.4 Secciones sísmicamente compactas:

Los miembros verticales sujetos a compresión deben adoptar los límites de ancho-espesor tanto en sus alas como en el alma para ser sísmicamente compactas. Estos miembros necesitan dotar de ductilidad al sistema estructural, es decir que deben ser capaces de resistir grandes deformaciones inelásticas si sufrir de pandeo local. La Norma AISC 341-10 ha fijado límites mínimos y máximos de las relaciones ancho-espesor.








TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{bd} Highly Ductile Members	λ_{mod} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[a]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	h/t_w	$1.40\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	

Ilustración 12. Máximas relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión, FUENTE: AISC 341 -10

TABLE D1.1 (CONTINUED)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements For Moderately Ductile
and Highly Ductile Members







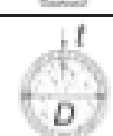
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ^(a)	h/t_w	For $C_u \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_u)$	For $C_u \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75 C_u)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_u > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_u)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ where $C_u = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_u = \frac{P_u}{P_y}$ (ASD)	For $C_u > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_u)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ where $C_u = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_u = \frac{P_u}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t			
	Webs of H-File sections	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	not applicable	
Composite Elements	Walls of round HSS	D/t	$0.038 E/F_y$	$0.044 E/F_y^{(a)}$	
	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.4 \sqrt{E/F_y}$	$2.28 \sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.076 E/F_y$	$0.15 E/F_y$	

Ilustración 13. (CONT.) Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos a compresión, FUENTE: AISC 341-10

2.2.3 Resistencia requerida al cortante:

La resistencia al corte que debe desarrollar la conexión se determina a partir de los efectos de corte producidos por la carga gravitacionales adicionándole el valor correspondiente a la formación de articulaciones plásticas en la viga. Cuando

de este trabajando con el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) se determinará a partir de la expresión que se muestra a continuación:

$$V_e = \frac{2 (1.1 R_y M_p)}{L_h}$$

Donde:

L_h : es la distancia entre articulaciones plásticas a los extremos de la viga.

M_p : Resistencia plástica nominal a flexión.

R_y : Factor de fluencia probable.

2.2.4 Zona de Panel:

La zona de panel es la sección conformada por el alma de la columna, y está delimitada por las placas de continuidad que se conectan con el ala superior e inferior de la viga.

Esta sección de la columna está sujeta a esfuerzos axiales, cortantes y de flexión provenientes de la columna.

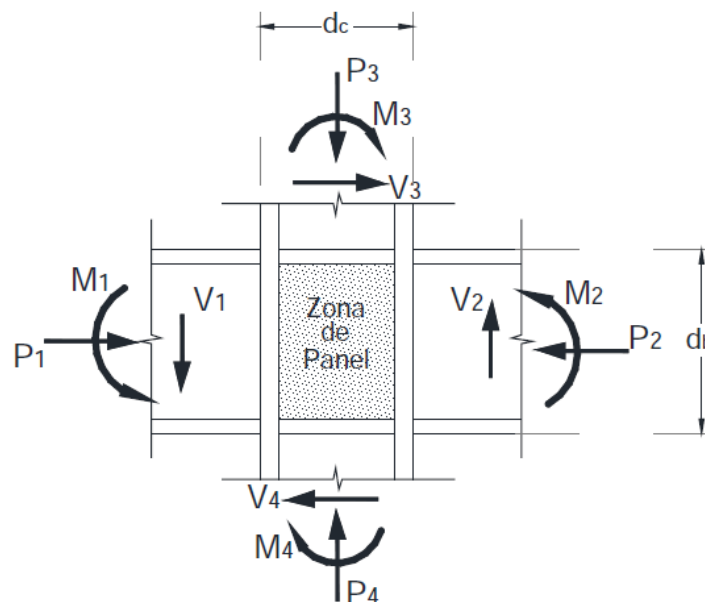


Ilustración 14. Fuerzas internas Actuando en la Zona de Panel de un PEM sujeto a carga lateral, FUENTE: NEC-SE-AC

La zona de panel nos servirá para definir la forma de plastificación de la conexión ya que no se deben presentar grandes esfuerzos o deformaciones por corte en la columna que comprometan una plastificación dúctil.

2.2.4.1 Resistencia al Cortante:

La resistencia requerida al cortante debe ser determinada a partir de la sumatoria de los momentos medidos a partir de la cara de columna proyectando los momentos esperados en la zona de articulación plástica. La resistencia al corte de diseño debe ser $\phi_v R_n$. Donde:

$$\phi_v = 1.0 \quad (LRFD)$$

Y R_n es la resistencia nominal a momento en concordancia con el estado límite de fluencia por corte de la AISC 318, sección J.

2.2.4.2 Espesor de la Zona de Panel:

El espesor t , del alma de la columna y es espesor de las placas de continuidad si se usaran, debe ser determinado a través de la siguiente ecuación:

$$t \geq \frac{(dz + wz)}{90}$$

Donde:

$dz = d - 2t_f$ de la viga de mayor peralte que llega a la conexión.

t = espesor del alma de columna o de las placas de continuidad.

wz = ancho de la zona de panel entre las alas de la columna.

2.2.4.3 Doble placa en la zona de panel:

- **La doble placa en contacto con el alma de la columna:** estas deben estar soldadas a las alas de la columna para desarrollar toda la resistencia disponible proporcionada por el espesor de la doble placa.

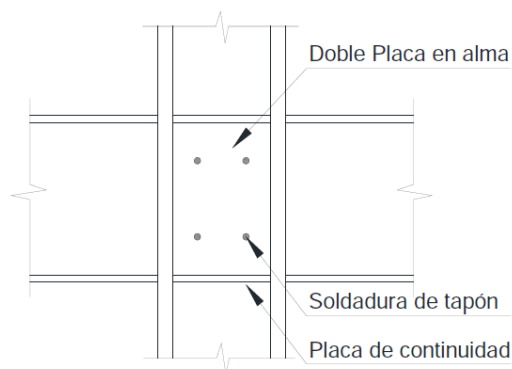


Ilustración 15. Esquema de Placas de Continuidad y Doble Placa

- **Espaciamiento:** las doble placas deben ser soldadas mediante la soldadura de penetración completa. Además de esta ubicadas simétricamente, entre 1/3 y 2/3 de la distancia entre la punta del ala de la viga y el eje centroidal de la columna.

2.2.5 Placas de Continuidad:

Las placas de continuidad deben ser implementadas en todas las conexiones excepto en las siguientes condiciones:

- Cuando mediante los ensayos de conexiones siguiendo las recomendaciones de la norma AISC 341, demuestre lo contrario.
- Cuando el ala de la viga esta soldada a ala de la columna cuyo espesor satisfaga las siguientes ecuaciones: b_{bf} t_{bf}

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Donde:

F_{yb} = esfuerzo de fluencia mínimo del ala de la viga.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo del ala de la columna.

R_{yc} = Factor de fluencia de la columna.

R_{yb} = Factor de fluencia de la columna.

B_{bf} = ancho de la viga

t_{bf} = espesor del ala de la viga.

t_{cf} = espesor mínimo requerido del ala de la columna cuando no exista placas de continuidad.

- Cuando el ala de la viga I, esta soldada al ala de una columna tubular de alas gruesas, cuyo espesor satisface las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

2.2.6 Zona Protegida:

La región que se encuentra a los dos extremos de la viga está sujeta a grandes esfuerzos y deformaciones inelásticas deben ser diseñadas como zonas protegidas. Los puntos de formación de articulación plástica en por pórticos resistentes a momento deben ser consideradas como zonas protegidas y deben cumplir las siguientes disposiciones:

- Las perturbaciones propias del proceso de montaje de la estructura deben repararse en función de las disposiciones del fiscalizador.
- Los elementos para acabados como fachadas exteriores o tabiques, y los sistemas propios de operación del edificio (ducterías o tuberías) no deben perturbar el área denominada como zona protegida.

2.2.7 Vigas:

Requisitos generales para vigas

Localización de la articulación plástica: la localización de la articulación plástica para vigas donde las cargas gravitacionales generan solo una pequeña porción de la sollicitación a flexión. Pero cuando las cargas gravitacionales produzcan una gran sollicitación a flexión debe ser determinada utilizando análisis plástico. Es decir, de acuerdo a los requerimientos individuales de cada conexión.

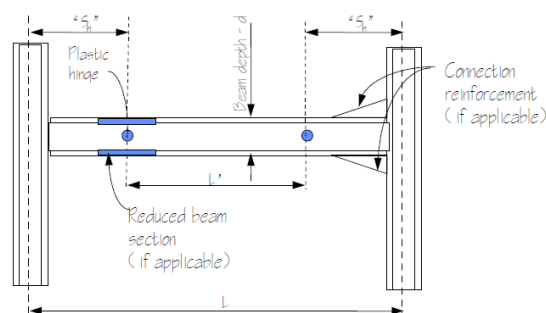


Ilustración 16. Ubicación de Rotulas Plásticas, FUENTE: FEMA 350

Momento plástico probable en articulación plástica: Para conexiones totalmente restringidas deben ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se produzcan en la viga y se calculan con la siguiente expresión.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

Donde:

C_{pr} : es el factor que considera la máxima resistencia de la conexión, incluyendo fenómenos como el endurecimiento por deformación, la restricción local de la conexión, los refuerzos adicionales entre otras condiciones.

Se determina aplicando la siguiente expresión:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$$

Generalmente este valor oscila entre 1 y 1.2 por lo que considera como 1, a menos que se indique lo contrario.

R_y : Factor de fluencia probable.

Z_e : Modulo Plástico de la sección.

F_y : esfuerzo de fluencia del acero.

Nota: los cambios abruptos en el área del ala de la viga en la zona de articulación plástica están prohibidos, tanto los huecos en el ala de la viga como el recorte circular del ala de la viga tampoco están permitidos a menos que se demuestre mediante técnicas experimentales que su medio de plastificación es estable el desarrollar el ángulo de deriva requerido.

2.2.7.1 Arrostramiento Lateral de Vigas:

El objetivo principal de las vigas se hace principalmente para evitar el pandeo lateral torsional, ‘

- La viga debe estar arriostrada a través de toda su sección trasversal con sus dos alas conectadas.
- La resistencia requerida a la flexión de los arrostramientos debe determinarse a través de la siguiente ecuación:

$$M_r = M_u = R_y F_y Z$$

Donde:

M_r = Resistencia a la flexión probable.

M_u = Resistencia a la flexión requerida utilizando las combinaciones de carga para el método LRFD.

R_y = factor de fluencia probable.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo para el acero utilizado.

Z = Modulo plástico de la sección.

- La distancia entre arrostros de calcula a través de la siguiente expresión:

$$L_b = \frac{0.17 r_y E}{F_y}$$

2.3 Conexiones Precalificadas:

2.3.1 Generalidades:

Las conexiones viga-columna denominadas como precalificadas son aquellas de las cuales se tiene suficiente información tanto experimental como analítica de su desempeño estructural ante un evento sísmico. Es decir que de estas conexiones han sido estudiadas y analizadas bajo los parámetros de calificación de la normativa AISC 341-10 y FEMA 350, y se ha llegado a determinar un comportamiento dúctil de la conexión además de un mecanismo de plastificación estable y que no compromete a la estabilidad de todo el sistema estructural.

Los detalles de conexiones precalificadas pueden usarse en conexiones resistentes a momento, sin embargo, se requiere que para conexiones usadas en un proyecto específico se demuestre un adecuado desempeño de plastificación en base a los siguientes requisitos:

- Se cuente con la suficiente información analítica y experimental acerca del desempeño de la conexión para poder describir sus mecanismos de plastificación y modos de falla.

- Para cada mecanismo de plastificación y modo de falla se ha podido determinar el modelo rotacional de la conexión y la resistencia asociada con estos modelos.
- La información obtenida en cuanto a los modos de falla, mecanismos de plastificación e información analítica correspondiente a la conexión sea la suficiente para establecer estadísticamente que el desempeño de la conexión será confiable.

La normativa ecuatoriana de la construcción en su capítulo correspondiente a conexiones metálicas, recopila las recomendaciones expuestas en los documentos de FEMA 350, 2000; FEMA 351, 2000; FEMA 352, 2000; 353, 2000; 355C, 2000; 355D, 2000. Las cuales presentan la información de los estudios posteriores al sismo de Northridge, y que nos servirán como parámetros de calificación para las conexiones a analizar.

2.3.2 Procedimiento de Calificación:

2.3.2.1 Antecedentes:

Estudios para comprobar la capacidad de las conexiones de alma soldada – columna empernada empezaron a llevarse a cabo en el año 1971, la intención de estos estudios era la de simular el comportamiento de las conexiones como parte de todo el sistema estructural en el cual todas las conexiones eran diseñadas para resistir momento como se ilustra a continuación.

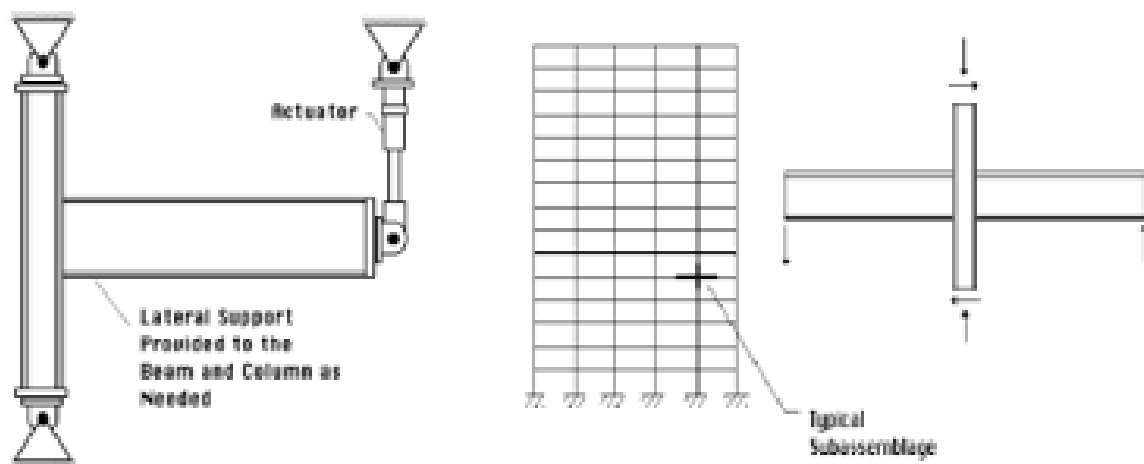


Ilustración 17. Esquema de ensayo para el proceso de calificación de una conexión viga-columna, FUENTE: FEMA 355 D

El comportamiento histérico de este tipo de conexiones se presenta en la ilustración 18, en el cual se puede observar una gran disipación de energía sin la considerable degradación de resistencia, la cual era provocada por el pandeo local de las alas, pandeo del alma o pandeo lateral torsional. Adicionalmente el modo de falla presentado en las primeras investigaciones se debía a la fractura de las soldaduras entre el ala de la viga y el ala de la columna, dichas fracturas empezaban a presentarse después de que la conexión alcanzara una deriva igual a 0,02 radianes, siendo este valor el considerado como el adecuado para un buen desempeño de las conexiones diseñadas bajo un criterio sismo resistente.

Futuras investigaciones se centraron en otros fenómenos que influían en la resistencia de las conexiones, como por ejemplo los esfuerzos y deformaciones en la zona de panel, en la cual se llegó a determinar que la fluencia en esta zona contribuía a la deformación, deriva y cantidad de energía disipada ya que la fluencia en la zona de panel producía mayor endurecimiento por deformación que en la fluencia a flexión debido a que las alas contribuyen a la transferencia del esfuerzo cortante después de la fluencia del alma.

Estos resultados formaron parte de los límites adoptados para la esbeltez de las vigas, columnas además de comprobar los requisitos de arrostramiento lateral, el requisito de columna fuerte viga débil, así como, los requisitos para placas de continuidad y doble placa en las conexiones resistentes a momento.

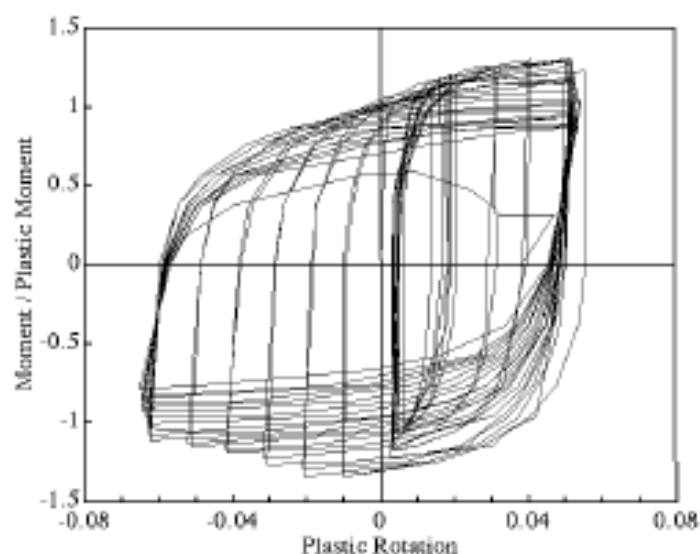


Ilustración 18. Curva Momento-Rotación de una conexión con adecuada ductilidad, FUENTE: FEMA 355 D

Con la evolución en la industria de la construcción a partir de los años 80's en Estados Unidos y en función de proveer de un sistema más eficiente y económico a los pórticos resistentes a momento, se empezó a construir estructuras en el cual el sistema resistente a carga lateral se encuentre ubicado únicamente en el perímetro de la edificación, consecuencia directa de esta nueva practica constructiva fue la utilización de vigas con mayor peralte pero sin variación en la geometría de las conexiones. Como parámetro de comparación, en edificios de 20 a 30 plantas en cuyo sistema estructural todas sus conexiones formaban parte del SRM, el peralte de la viga oscilaba entre la categoría W21, W24 y W27, sin embargo, en sistemas estructurales con menor redundancia se requería de vigas con peraltes comprendidos entre las categorías W36 y W40 en sus primeras plantas.

La diferencia en el comportamiento empezó a evidenciarse en los primeros estudios de las conexiones para sistemas estructurales con vigas de mayor peralte, en las cuales se llegó a evidenciar muy poca capacidad de las conexiones para desarrollar su ductilidad a través de la fluencia por flexión de las vigas, como consecuencia, la fluencia en la zona de panel evidenciaba que estas conexiones necesitan de un mecanismo de plastificación inestable para desarrollar su ductilidad. El comportamiento histórico de estas conexiones se ilustra en la imagen a continuación tomada del reporte FEMA 355D.

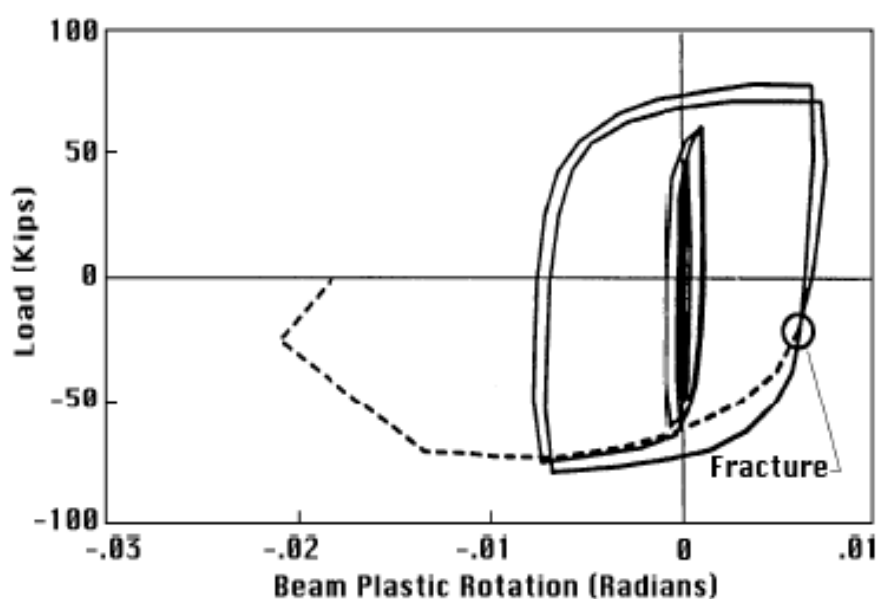


Ilustración 19. Curva Momento-Rotación de una conexión construida en 1988, FEMA 355 D

Estadísticamente se llegó a determinar que estos nuevos sistemas estructurales requerían de una mayor demanda de ductilidad que los sistemas más redundantes.

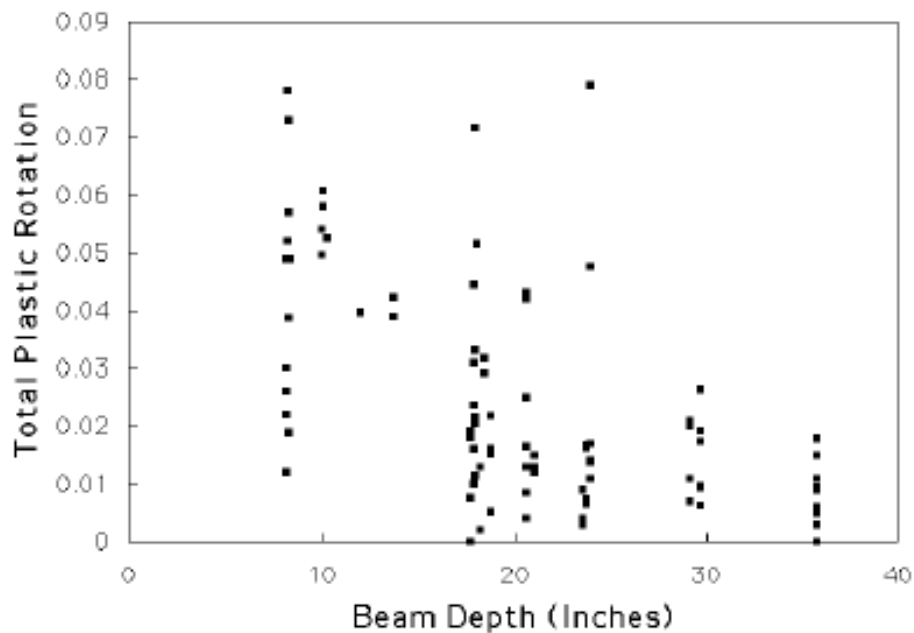


Ilustración 20. Rotación Plástica vs Peralte de la viga para conexiones Pre-Northridge, FUENTE: FEMA 355 D

La diferencia en el desempeño de este tipo de sistemas estructurales se evidenciaría durante el sismo de Northridge, en enero de 1994 donde los daños registrados se presentaron principalmente a través de las conexiones viga columna, las conexiones presentaban fracturas través del ala de la viga y el ala de la columna en algunos casos fueron identificadas a través de inspección visual y en otros casos a través de ultrasonido. Según indican las evaluaciones realizadas por el grupo SAC Joint Venture equipo encargado de llevar a cabo el levantamiento de información luego del sismo de Northridge, presentados en el documento de la FEMA 355 D las fracturas se presentaron en el 32% de las estructuras inspeccionadas, dichas fracturas fueron encontradas en soldaduras vigas y columnas, de este porcentaje el 15,7% de las conexiones fueron presentaban fracturas en la viga o columna de la conexión.

Las fracturas fueron comúnmente encontradas en la soldadura que une el ala inferior de la viga con la columna la cual progresaba a través del ala de la columna hasta llegar a la zona de panel. Las estructuras construidas a partir del año 1990 fueron en la que se presentaron mayores daños, aproximadamente el 50% de estos pórticos presentaban fracturas en soldaduras, vigas o columna, de este porcentaje

el 27,7% de las conexiones presentaban fracturas a en la viga o columna. Estas estructuras tenían una probabilidad del 80% a presentar fracturas con respecto a todas las estructuras inspeccionadas.

En contraste las estadísticas muestran que las estructuras diseñadas a antes de 1980, presentaban fracturas solamente en el 24,5% de las estructuras inspeccionadas, de este porcentaje el 12,5% presentaba fracturas en sus vigas o columnas. Cabe destacar también que las estructuras construidas antes de 1975 solamente se presentó fracturas en el 3% de las edificaciones inspeccionadas y ninguna presento fracturas a través de la viga o la columna.

Estas estadísticas presentadas en función del peralte de la viga, demuestran que el daño era muy común en vigas de gran peralte y alas gruesas. Como se mencionó anteriormente el 15,7% de las estructuras presentaban daños en sus vigas o columna, sin embargo, las vigas con peraltes menores al grupo W21 no presentaban daño. Pero las estructuras con mayores peraltes correspondientes al grupo W30, presentaban severos daños en el 18,5% de las estructuras inspeccionadas.

Varios factores se relacionan con estas estadísticas, como por ejemplo la variación en las características mecánicas del acero utilizado, debido a que el esfuerzo de fluencia en el acero ha venido incrementando a través de los años. Consecuencia directa de este fenómeno es que las conexiones cuyo acero tiene un menor esfuerzo de fluencia tienen mayor probabilidad de desarrollar un comportamiento dúctil.

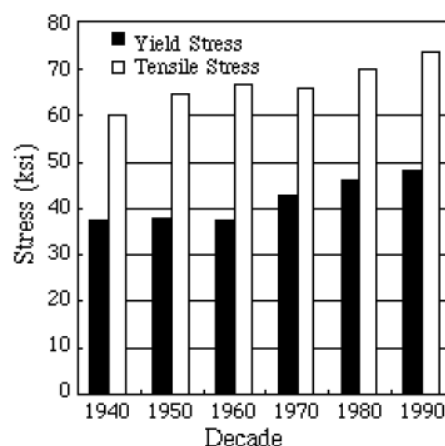


Ilustración 21. Variación de las propiedades mecánicas de los aceros estructurales, FUENTE: Coons, 1999

Otros factores como la longitud de las vigas, el espesor de las alas de la viga y la fluencia en la zona de panel influyen directamente en los daños presentados en conexiones de vigas con peraltes mayores. La concentración de daño en conexiones con secciones de mayor peralte son consecuencia directa de la reducción de redundancia de los sistemas estructurales (FEMA, FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings, 2000).

En función de lo anteriormente mencionado se puede establecer que las conexiones utilizadas en las estructuras construidas antes del sismo ocurrido en Northridge en 1994 tenían o no un buen desempeño, dependiendo de los varios factores los cuales se enlistan a continuación:

- Los diferentes tipo y grados de acero utilizado para la construcción a través de los años.
- La función que ejerce la plastificación de la zona de panel en la respuesta inelástica de la conexión.
- Parámetros geométricos como el peralte de la viga, el tamaño de las alas y el tamaño de soldadura.
- La influencia de la proceso, electrodo y calidad final de la soldadura.
- Los niveles de deformación unitaria ante los efectos de la carga dinámica.

2.3.2.2 Protocolo de Calificación:

El sistema para calificación de conexiones tiene el objetivo de determinar el comportamiento de las conexiones que forman parte de un sistema estructural resistente a momento sometido a la acción de una carga dinámica severa. Enfocado en el nivel de rotación plástica que es capaz de desarrollar la conexión, así como la degradación de la resistencia a la flexión y el incremento de las deformaciones debido a la fluencia.

Con respecto a la degradación de la resistencia se recomienda que, debido al mecanismo de falla de la conexión, su capacidad no decaiga por debajo del 80% de la resistencia a la flexión de la viga (M_p) calculado a partir del esfuerzo mínimo esfuerzo de fluencia del acero utilizado cuando el ángulo de deriva corresponde a

0.04 radianes. Ya que el efecto de la degradación de resistencia puede incrementar la demanda de capacidad rotacional de la conexión debido a los efectos $P - \Delta$.

2.3.2.2.1 Técnicas Experimentales:

La capacidad de las conexiones es comprobada a través del ensayo de especímenes a escala real, con la finalidad de determinar todos los posibles mecanismos de falla y de plastificación de la conexión, además de ser respalda por la suficiente información analítica de su comportamiento.

Las Provisiones Sísmicas de la AISC, establecen que el número de especímenes ensayados debe variar en función de los cambios que se realice al diseño original de la conexión, para poder observar cuales son las variables que más afectan al desempeño de la misma.

Un esquema del ensayo, así como la determinación de la deriva tomado del reporte FEMA 355D se presenta en la ilustración 22:

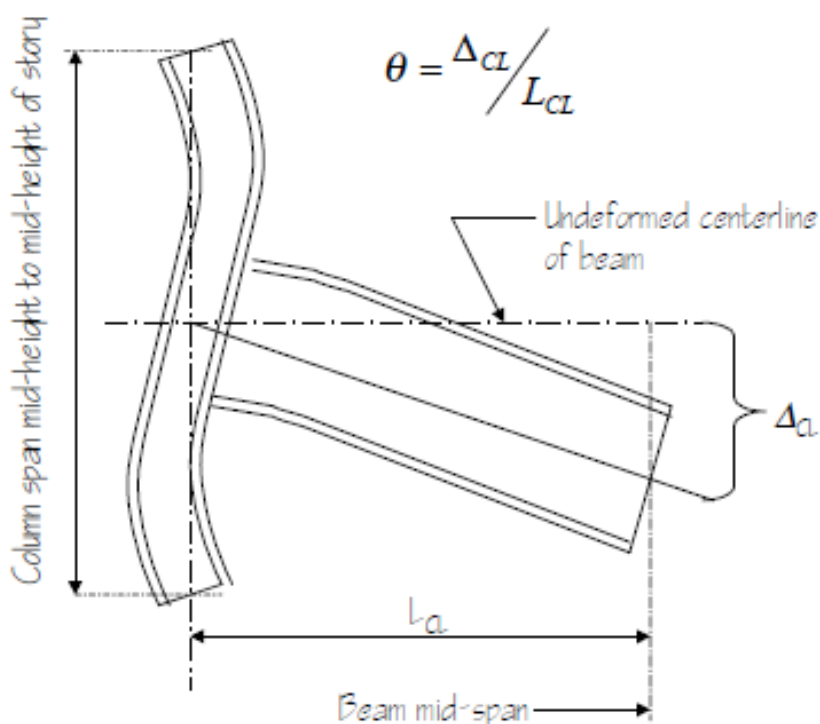


Ilustración 22. Determinación de ángulo de rotación para el proceso de calificación de conexiones, FUENTE: FEMA 350

La determinación del ángulo de deriva asume que la parte superior e inferior de la columna están restringidas contra el desplazamiento lateral. Así como la altura de la columna debe tener concordancia con la distancia de entre piso del sistema

estructural, para de esa manera evitar el aporte de deformaciones debidas a la flexión de la columna.

Nivel de Desempeño	Símbolo	Descripción de la Capacidad Rotacional
Degradacion de resistencia	θ_s	Es el valor de angulo de deriva calculado como se muestra en la ilustracion 22. Al cual debido al mecanismo de falla en la conexión su resistencia disminuye por debajo de la capacidad plastica nominal.
Resistencia Ultima	θ_u	Es el valor de angulo de deriva calculado como se muestra en la ilustracion 22. A la cual debido al daño producido en los elemtos estructurales que conforman la conexión, es incierta su capacidad de seguir soportando carga gravitacional

Ilustración 23. Definición del nivel de desempeño en función del ángulo de rotación, FUENTE: FEMA 350

Los parámetros de calificación de la conexión se dividen en 2, el primero denominado como θ_s el cual se refiere al ángulo con el cual se evidencia degradación de resistencia asociada a la iniciación del mecanismo de falla de la conexión. El segundo denominado como θ_u el cual es asociado con la resistencia ultima del material, y refleja la capacidad de la conexión a seguir resistiendo carga gravitacional pese a los efectos de las cargas dinámicas. Los valores que sirven como estándar para estos dos parámetros han sido fijados por la AISC y se presentan a continuación.

Parametro de calificación	simbolo	ángulo (radianes)
Degradación de la resistencia	θ_s	0.04
Resistencia ultima	θ_u	0.06

Tabla 1. Angulo de deriva como parámetro de calificación.

2.3.2.2.2 Protocolo de Carga:

Posteriormente al sismo de Northridge, el programa de investigaciones SAC Phase 2, desarrollo dos protocolos de carga para que formen parte del sistema de calificación de conexiones sismoresistentes, tanto la magnitud de las deformaciones como el número de ciclos fue determinado de tal manera que refleje de manera acertada las demandas máximas de deformación determinadas a partir del análisis de varios acelerogramas de sismos ocurridos previamente a la fecha del estudio.

Load Step #	Peak deformation θ	Number of cycles, n
1	0.00375	6
2	0.005	6
3	0.0075	6
4	0.01	4
5	0.015	2
6	0.02	2
7	0.03	2

Ilustración 24. Valores numéricos del protocolo de carga para conexiones viga-columna a momento, FEMA 350

Si el ensayo quiere evaluar la resistencia ultima de la conexión, se debe seguir incrementando la magnitud de la deriva aplicada en 0.01 radianes cada 2 ciclos hasta que la degradación de la resistencia de la conexión alcance valores cercanos al 20% de la resistencia máxima observada en el ensayo. Dicho valor de deformación angular deberá ser interpretado como el limite al cual la capacidad de la conexión para continuar resistiendo carga gravitacional se vuelve incierto (θ_u).

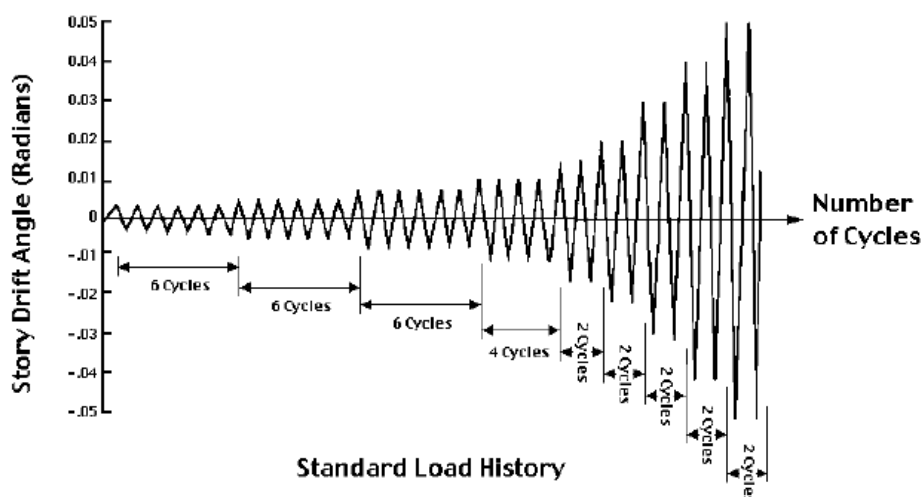


Ilustración 25. Protocolo de carga estándar para calificaron de conexiones viga-columna, FEMA 355 D

El protocolo para conexiones evaluadas a la falla, fue desarrollado a través de un análisis dinámico inelástico de respuesta de la conexión debido a que es evidente que la sollicitación de sismo de mayor magnitud exigirá a la conexión mayores niveles de desempeño que lo lleven cerca a la falla.

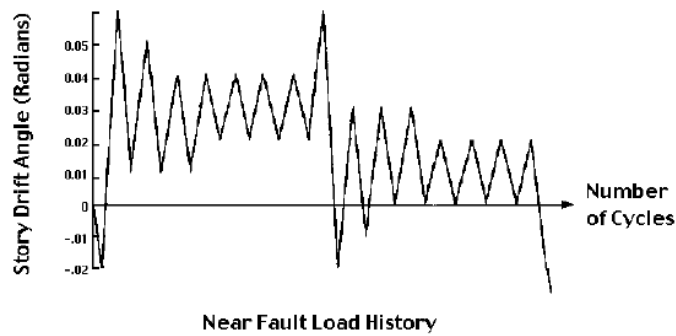


Ilustración 26. Protocolo de calificación a ultima resistencia de conexiones viga-columna, FUENTE FEMA 355 D

El valor de deformación angular que es capaz de desarrollar la conexión durante el ensayo de laboratorio, es el criterio principal dentro de la calificación del desempeño de la conexión.

2.3.2.3 Factores que Influyen en el Desempeño de la Conexión:

La capacidad rotacional de la conexión está representada por su resistencia, rigidez y ductilidad, sin embargo, el mecanismo de plastificación y modos de falla probable de la conexión son factores que físicamente controlan los tres parámetros anteriormente mencionados.

Los modos de falla y el mecanismo de plastificación son conceptos diferentes, aunque están estrechamente relacionados. Los modos de falla causan fracturas, pérdida de capacidad de deformación y pérdida de resistencia, sin que necesariamente esto represente la pérdida total de la conexión a resistir carga un ejemplo se puede evidenciar en la siguiente ilustración 27 tomada del reporte de la FEMA 355D.

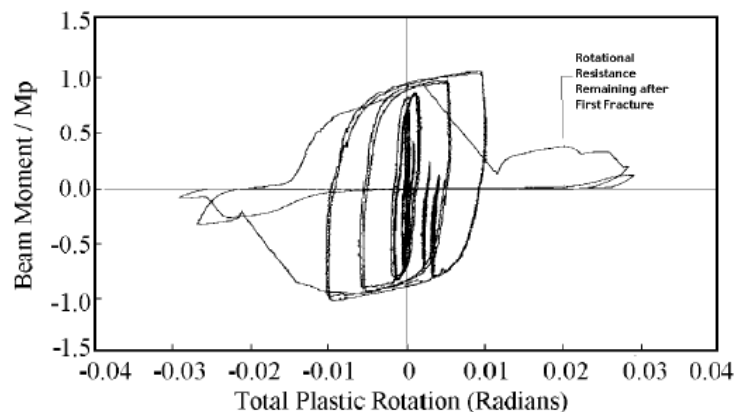


Ilustración 27. Curva Momento-Rotación llevada hasta la falla, FEMA 355 D

En esta curva histéresis se puede observar que el primer modo de falla de la conexión se presenta debido a una fractura al alcanzar una rotación de 0,02 radianes, debido a que abruptamente se muestra una gran disminución en su capacidad rotacional, sin embargo, la conexión mantiene un porcentaje de su resistencia de aproximadamente el 25%. Esto comprueba que, aunque el modo de falla presentado en la conexión es un tema a tomar en consideración para describir su comportamiento no necesariamente significa que la conexión pierde toda capacidad carga.

El mecanismo de plastificación de la conexión se debe a la incursión de sus elementos en el rango inelástico, estas deformaciones se convierten en disipación de energía y cambio de rigidez de los componentes sin inducir a la fractura o pérdida de resistencia de la conexión. La combinación de diversos modos de falla y mecanismos de plastificación producen un comportamiento dúctil o por el contrario frágil de la conexión. Una adecuada capacidad rotacional se produce cuando la resistencia asociada a un mecanismo de plastificación está muy por debajo de todos los mecanismos de falla presentes en la conexión. Por el contrario, una pobre capacidad rotacional de la conexión se produce cuando la resistencia asociada con modos frágiles de falla es menor que la resistencia asociada con mecanismos dúctiles de plastificación.

Cualquier cambio en el modo de falla esperado y el mecanismo de plastificación de la conexión tiene un gran impacto dentro de la ductilidad, capacidad rotación y disipación de la energía de la conexión.

Como referencia se puede analizar el comportamiento de las conexiones ala soldada – alma empernada presentados a través de los informes de la FEMA. Donde los mecanismos esperados de plastificación se manifiestan a través de la fluencia debido a la flexión en la viga y la fluencia de la zona de panel lo que produce un mecanismo de falla estable. Mecanismos de falla no deseados se manifiestan a través de la fluencia de la columna, debido a que vigas sin la suficiente rigidez producen mayores derivas inelásticas y una mayor demanda de ductilidad dentro de la conexión.

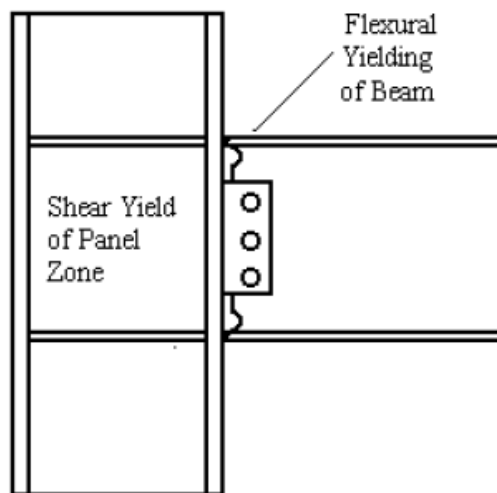


Ilustración 28`. Mecanismo de plastificación para una conexión alas soldadas-alma empernada, FUENTE: FEMA 355 D.

Los mecanismos de falla de esta conexión son diversos ya que dependen de la distribución de esfuerzos, calidad de la soldadura y por supuesto de los mecanismos de plastificación. Algunos de los mecanismos de plastificación como la fluencia del alma de la viga o el pandeo lateral torsional de la viga puede considerarse también como modos de falla debido a que provoca una considerable disminución en la resistencia de la conexión.

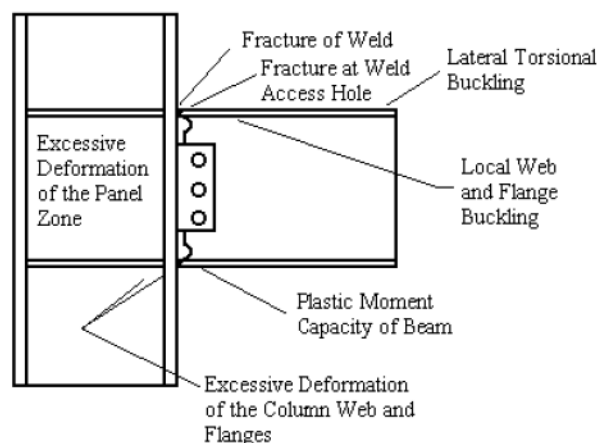


Ilustración 29. Mecanismo de falla para una conexión alas soldadas-alma empernada, FUENTE: FEMA 355 D.

Los distintos factores que influyen tanto a los mecanismos de plastificación como a los modos de falla se analizan a continuación, basándose en los informes publicados por la FEMA, después de los eventos ocurridos tras el sismo de Northridge, dichos análisis serán utilizados para evaluar el comportamiento de las conexiones que forman parte de esta investigación.

2.3.2.3.1 Influencia de la Geometría y Tamaño de los elementos:

Como lo demuestra la información estadística recopilada por los estudios realizados a las estructuras tras el sismo de Northridge, conexiones con vigas de gran peralte tienden a presentar un comportamiento menos dúctil esto es comprobable mediante el siguiente ejemplo: en la figura se ilustra la distribución de las deformaciones unitarias de dos vigas cuyas secciones transversales son iguales, pero varían en su peralte.

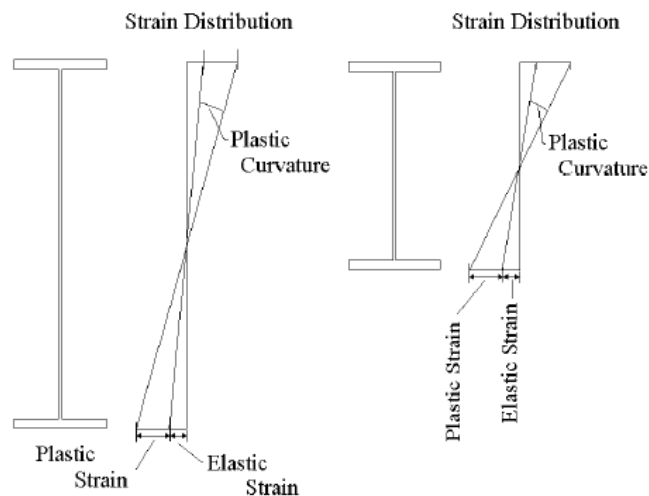


Ilustración 30. Distribución de la deformación unitaria en vigas de diferente peralte, FUENTE FEMA 355 D.

La curvatura plástica de la sección resulta de dividir la diferencia entre las deformaciones plásticas y elásticas al extremo de la viga para su peralte. Sin embargo, la deformación unitaria máxima de la sección es una función del material y la geometría del ala de la viga siendo independiente del peralte de la viga. Por lo tanto, la curvatura plástica máxima de una viga de gran peralte será menor que la de una viga de menor peralte. La curvatura plástica se presenta a través de toda la longitud de fluencia de la viga, por lo cual para vigas de mayor peralte tendrán una menor curvatura plástica si la longitud de plastificación de la viga se mantiene constante.

Del mismo modo, la longitud de la viga entre columnas tiene influencia sobre el desempeño de la conexión, ya que vigas tienden a tener menor capacidad rotacional cuanto menor es su longitud. A menos que se especifique lo contrario los diseños de conexiones viga - columna, asumen la formación de rotulas plásticas cerca de la cara de la columna. Las articulaciones plásticas se forman en la viga,

en una longitud reducida donde el momento aplicado es mayor que el momento de fluencia de la viga (M_y). Dicha longitud está limitada por el momento plástico de la viga (M_p), el endurecimiento por deformación del acero y la longitud de la viga.

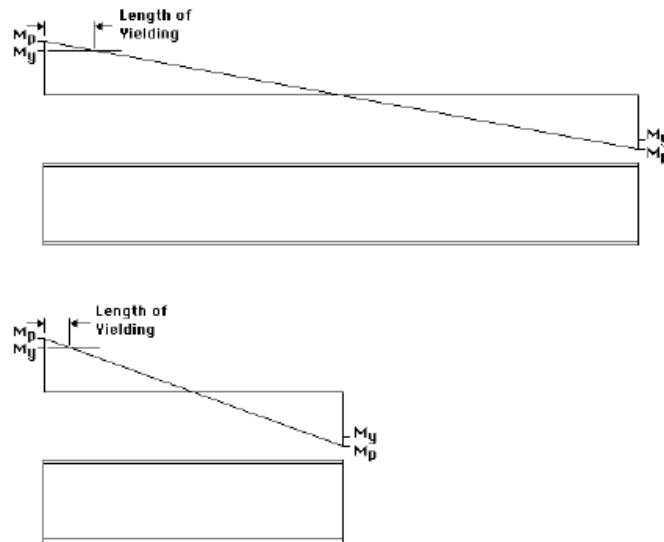


Ilustración 31. Esquema de los efectos de la longitud de la viga

La fluencia de la viga, producida en flexión ocurre cuando la fibra más externa de la viga alcanza el valor de la deformación unitaria de fluencia, por lo tanto, la longitud de la viga no tiene influencia en los esfuerzos y deformaciones presentados en la sección transversal de la viga. Sin embargo, la rotación plástica de la viga, es el resultado de dividir la deformación plástica de la viga y la longitud de plastificación de la misma, por esta razón la capacidad de rotación de la viga depende la su longitud si su sección transversal se mantiene constante. Lo que se puede notar a través de la ilustración 31, donde si la longitud de la viga se reduce a la mitad, la rotación plástica que puede alcanzar la viga también se reduce a la mitad.

2.3.2.3.2 Fluencia en la Zona de Panel:

Como se evidencio en las investigaciones llevadas a cabo tras el sismo de Northridge, la fluencia en la zona de panel puede contribuir a la ductilidad de la conexión y la capacidad de la misma a desarrollar rotación plástica. Sin embargo, los esfuerzos cortantes producidos en esta zona sumados con la combinación de esfuerzos transferidos a través de las alas de la viga, producen la iniciación de la fractura de la soldadura de la conexión.

El método para determinar la influencia de la fluencia en la zona de panel utilizado dentro de la investigación realizada posteriormente al sismo de Northridge, como análisis del comportamiento general de la conexión se determinó a través de la comparación del esfuerzo cortante experimentado por la conexión dividido para la resistencia a la fluencia por cortante de la zona de panel.

$$V_y = 0,6 F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc}$$

Donde:

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia del acero de la columna.

d_c = peralte de la columna.

t_{wc} = espesor del ala de la viga.

Otro parámetro utilizado fue la resistencia plástica en corte de la zona de panel, definida a través de la conexión.

$$V_p = 0,6 F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_{cf}^3}{d_b \cdot d_c \cdot t_{wc}} \right]$$

Definida a través de las condiciones de equilibrio de la conexión

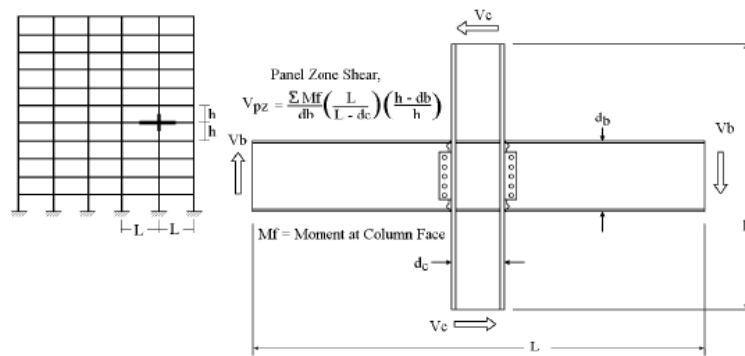


Ilustración 32. Diagrama de cuerpo libre para la determinación del corte en la zona de panel de la conexión, FEMA 355 D.

Donde:

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna.

d_c = peralte de la columna.

t_{wc} = espesor del alma de la viga.

bc = ancho del ala de la viga.

tcf = espesor del ala de la columna.

db = peralte de la viga.

En resumen, varias conexiones fueron ensayadas y los resultados de estos ensayos se presentan a través de la ilustración 33, en la cual se puede observar la capacidad rotacional de cada conexión en función del esfuerzo cortante máximo producido en la zona de panel, dividido para la resistencia plástica en corte de la zona de panel V_p .

Sin embargo, debido a que el estudio incluía diversos tipos de conexiones que presentaban diversos modos de falla los resultados resultan dispersos, pero aun pudiéndose observar que las conexiones con relaciones de fuerza cortante mayores a 1, experimentan una gran cantidad de fluencia en su zona de panel sin la aparente capacidad de desarrollar una mayor capacidad rotacional.

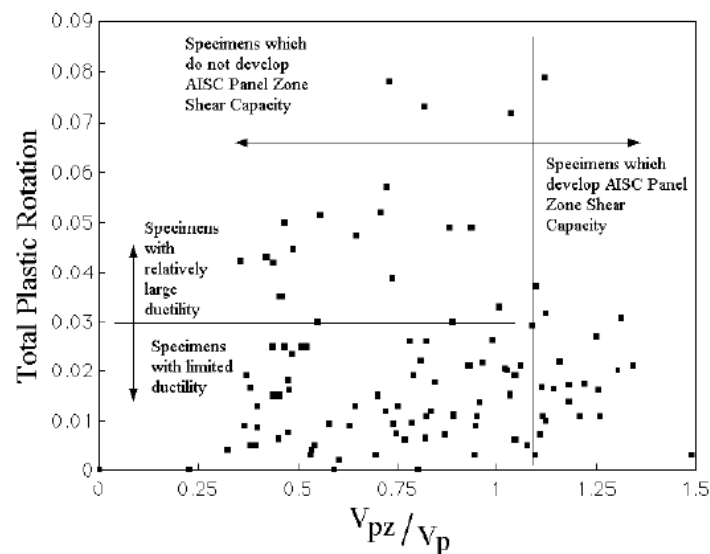


Ilustración 33. Rotación - Plástica en función del esfuerzo cortante, FUENTE: FEMA 355 D.

Esto se debe a que la capacidad inelástica de la zona de panel no podía desarrollarse debido a que el principal mecanismo de plastificación de estas conexiones era la fluencia de la viga debido a la flexión. Esto condujo al análisis entre las grandes deformaciones que se producían debido a la fluencia de la zona de panel antes de que se desarrolle la plastificación de la viga debido a la flexión.

Los datos de esta comparación se pueden evidenciar en la ilustración 34, en la cual se muestra la rotación plástica desarrollada por la conexión, en función de la fuerza de corte en la zona de panel asociada con la iniciación de la fluencia de la viga dividida para la resistencia a la fluencia en corte de la zona de panel $\frac{V_{pz} \cdot M_y}{V_y}$.

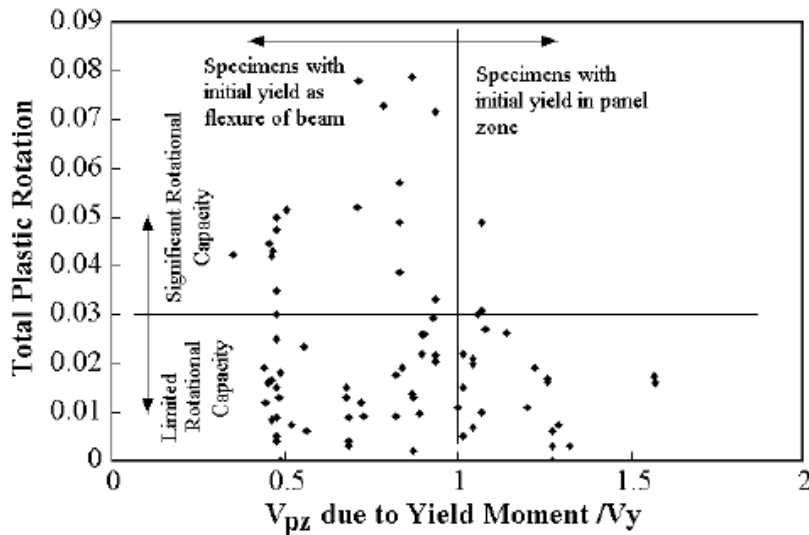


Ilustración 34. Rotación plástica en función del corte producido por el momento plástico de la conexión, FEMA 355 D.

En la gráfica anterior se puede evidenciar que los especímenes cuya relación $\frac{V_{pz} \cdot M_y}{V_y}$ es menor que 1, su mecanismo de plastificación se produce a través de la plastificación de la viga debido a la flexión. Y al contrario en los especímenes cuya relación $\frac{V_{pz} \cdot M_y}{V_y}$ es mayor a 1 ven controlado su comportamiento inelástico por la plastificación de la zona de panel. Las relaciones anteriores demuestran que las conexiones cuyo comportamiento inelástico está controlado por la fluencia de viga tienden a desarrollar mayor ductilidad. Sin embargo, las mayores capacidades rotacional presentadas en este análisis ocurren cuando existe un aporte de ambos mecanismos de plastificación, es decir un comportamiento balanceado. El comportamiento balanceado se manifiesta cuando la plastificación de la viga esta inmediatamente acompañada por la plastificación de la zona de panel, esto se logra cuando la relación $\frac{V_{pz} \cdot M_y}{V_y}$ oscila entre los valores de 0,6 y 1.

En conclusión, la fluencia en la zona de panel aporta cierta capacidad rotacional a la conexión, sin embargo, este mecanismo de plastificación por sí solo no puede considerarse como adecuado para el diseño sismo resistente. Además, que los

excesivos niveles de esfuerzo y deformación presentados en esta zona se convierten en mecanismos de falla para la soldadura que unen las alas de la viga.

También se demuestra que el mejor desempeño de una conexión se logra a través de un diseño balanceado, cuando la fluencia tanto de la viga como la zona de panel ocurren casi a la misma carga, otorgando a la conexión la capacidad de lograr mayor disipación de energía, asociado a un comportamiento más dúctil.

2.3.2.3.3 Influencia del Pandeo y Esbeltez de los Elementos:

Investigaciones llevadas a previo al sismo de Northridge determinaron también la incidencia de fenómenos como el pandeo del alma de la viga, pandeo del ala de la viga y el pandeo lateral torsional en la respuesta inelástica de la conexión, los cuales resultan en una deterioración de la resistencia y pérdida de ductilidad debido a concentración de esfuerzos producidos en la conexión que ocurre en la región cercana al pandeo.

Como se demostró anteriormente factores geométricos como el peralte de la viga y longitud de la viga entre columnas, así como factores relacionados con las propiedades del material influyen en gran medida al desempeño de la conexión. En la misma medida actúa el pandeo dentro del comportamiento de la conexión ante solicitaciones de sísmicas.

Un ejemplo de esto se puede evidenciar en las investigaciones llevadas a cabo tras el sismo de Northridge, en los cuales para demostrar la influencia de la esbeltez de la viga en la capacidad rotacional de la conexión se utilizó el parámetro expresado a continuación:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{52}{\sqrt{F_y}}$$

Los resultados demuestran que las conexiones cuya relación $\frac{F_y \cdot b_f}{2 t_f}$ es menor a 52, presentan una buena capacidad rotacional, cabe recalcar que la capacidad rotacional considerada como aceptable correspondía 0.02 radianes, convirtiendo a este límite en un buen referente para adoptar un espesores adecuados.

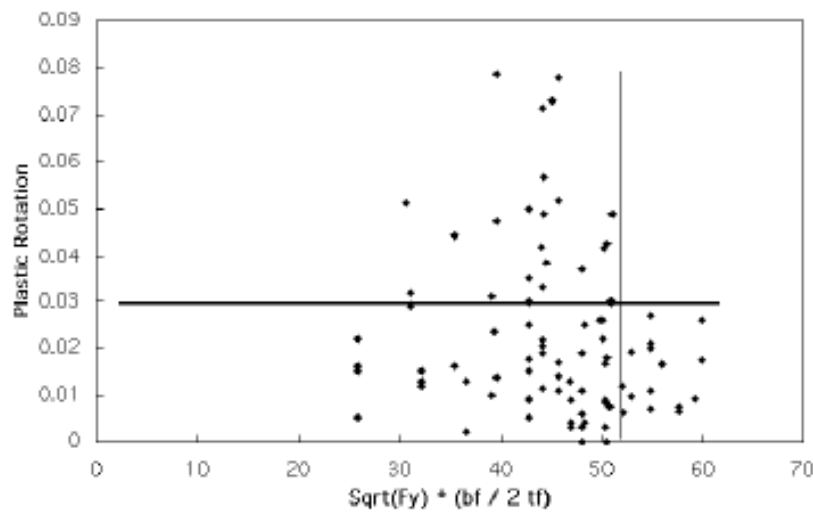


Ilustración 35. Rotación plástica en función del espesor del ala de la viga, FEMA 355 D.

La geometría de la viga vuelve a constituirse como un elemento importante dentro del diseño sismoresistente, ya que como se pudo demostrar alas con espesores demasiado grande no logran desarrollar una buena capacidad rotacional.

2.3.2.3.4 Efectos del Protocolo de Carga Y Deformación:

El desarrollo del sistema de calificación para conexión sismoresistentes, se basa en poder predecir el desempeño de la conexión a través de ensayos que simulen las sollicitaciones dinámicas producidas durante los fenómenos sísmicos. Las primeras investigaciones desarrolladas a través de ensayos monotónicos no reflejaban los efectos dinámicos presentados a través de ensayos cíclicos, sin embargo, eran útiles si se deseaba realizar una primera aproximación a la capacidad rotacional de la conexión. La degradación de resistencia, así como fenómenos de pandeo están fuertemente relacionados con el número de ciclos, así como la magnitud de la carga que se aplica como parte del protocolo de calificación. Sin embargo, otros fenómenos como las fracturas inelásticas en la conexión se veían mayormente influenciadas por la magnitud de los esfuerzos y deformaciones que por el número de veces que estos esfuerzos y deformaciones eran repetidos.

El protocolo de carga y deformación que forma parte del sistema de calificación para conexiones sismoresistentes ha sido determinado a través de observación y el desarrollo tecnológico de técnicas experimentales de tal manera que sean capaces de reflejar los efectos a los que estará sometida la conexión durante un evento sísmico además de asegurar los siguientes resultados:

- Un nivel de exigencia que sea capaz de desarrollar toda la capacidad de la conexión bajo los efectos de solicitaciones dinámicas externas, tanto en el rango elástico como en la inelástico además de desarrollar el mecanismo de falla de la conexión.
- Que la demanda de resistencia sobre la conexión o cualquiera de sus componentes no sea irrealista con respecto a los niveles presentados durante eventos sísmicos.
- Todos los modos de falla y mecanismos de plastificación posibles en la conexión tienen la misma probabilidad de ocurrir durante el ensayo.
- La capacidad rotacional de la conexión, así como los mecanismos de falla y plastificación deben poder comparables mediante parámetros establecidos.

2.3.2.3.5 Capacidad Rotacional de la Conexión:

La predicción de la resistencia corresponde a los primeros pasos dentro del diseño sismoresistente, sin embargo, la capacidad rotacional tiene una mayor importancia. En las conexiones que formaban parte de los pórticos resistentes a momento construidos en la época previa al sismo de Northridge es difícil evaluar los modos de falla y mecanismos de plastificación debido a que estos no estaban controlados por el diseño de las conexiones. A pesar de esto sí se pudo determinar factores que influían en el comportamiento de las conexiones, como por ejemplo que el hecho de usar miembros de mayores dimensiones debido a que los sistemas resistentes a carga lateral se concentraban en un menor número de conexiones supone en una reducción considerable de la capacidad rotacional.

Dicha capacidad rotacional se expresaba a través de dos límites rotacionales, derivados de los resultados experimentales. El primero denominado θ_s tiene que ver con la pérdida de resistencia o iniciación del modo de falla de la conexión, se determina a partir de ángulo de rotación al cual la resistencia a la flexión de la conexión cae por debajo del 80% del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia del acero.

El segundo parámetro de comparación fue definido por el programa experimental SAC Phase 2 Project denominado θ_u y se define como la rotación plástica a la cual la conexión es incapaz de seguir resistiendo cargas gravitacionales. Los problemas asociados con la definición de este nivel de desempeño se enlistan a continuación:

- Debido a que en la mayoría de ensayos de conexiones es muy difícil simular los efectos de la carga gravitacional sobre la viga, además que los efectos de las cargas gravitacionales corresponden a problemas de segundo orden dentro del diseño sísmoresistentes.
- Las cargas gravitacionales presentes en determinados sistemas estructurales dependen de factores como el tipo de ocupación del edificio, la edad de la edificación, etc., lo cual conduce a que se tenga una variedad extensa de consideraciones experimentales que dificultan la definición de las técnicas experimentales para su calificación.
- La rotación plástica a la cual la conexión no es capaz de resistir cargas gravitacionales usualmente resulta a niveles de deformación muy grandes, por lo cual el equipo de laboratorio para medir estas deformaciones cambia.

Por este motivo la definición de θ_u resulta más compleja y conlleva técnicas experimentales más sofisticadas.

En los análisis realizados utilizando el criterio de calificación θ_s , se ha podido determinar que si la resistencia residual de la conexión después de la primera fractura de la soldadura que sujeta el ala de la viga con el ala de la columna corresponde a por lo menos al 15% o 20% esta presenta suficiente capacidad por corte para ser capaz de seguir resistiendo cargas gravitacionales.

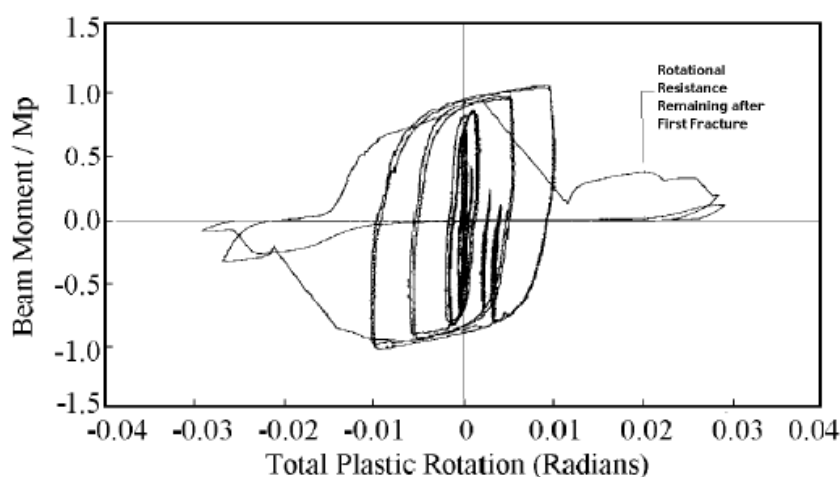


Ilustración 36. Curva Momento - Rotación de una conexión llevada hasta la falla, FEMA 355 D.

En este ejemplo se puede evidenciar que el valor recomendado para θ_u corresponde a 0.03 radianes.

2.4 Modelos Estructurales a Escala Reducida:

2.4.1 Introducción:

Un modelo estructural puede ser definido como una representación física de una estructura o una porción de la misma, generalmente construida a escala reducida. Una definición más detallada fue dada en 1970 por Janney, el cual indica que “Modelo estructural es cualquier elemento estructural o porción de un sistema estructural construido a escala reducida el cual al ser ensayado deberá ser interpretado a través de las *leyes de similitud* para el análisis de sus resultados”.

Entonces se entiende que un modelo estructural es un término utilizado para describir a un elemento estructural construido a escala reducida con respecto a un prototipo de tamaño real. Los modelos y prototipos estructurales ven ligado su comportamiento a través de las leyes similitud, las cuales se basan en el análisis dimensional del fenómeno físico estudiado para el prototipo.

Los estudios conducidos a través de modelos estructurales siempre han sido importantes en el análisis estructural, ya que forman parte de un proceso de análisis e investigación de fenómenos físicos en los cuales el método analítico no es una herramienta totalmente útil. Además, que una investigación conducida a través de modelos estructurales resulta mucho más económica y eficiente que si se la realizara con prototipos a escala real.

Códigos americanos han limitado la inclusión de métodos experimentales a escala reducida, sin embargo, podemos mencionar algunas inclusiones que se han hecho como por ejemplo en el código de la construcción de la ciudad de Nueva York del año 1969, el cual incluía a el ensayo de modelos a escala real;

“Los ensayos en modelos a escala reducida pueden usarse para determinar la intensidad relativa, dirección y distribución de los esfuerzos debido a las cargas a las cuales se analiza la estructura. Pero no debe constituir como un método único de predicción de resistencia o evaluación de esfuerzos. A menos que sea aprobado por un comité técnico”.

En otros países como Australia si está permitido el diseño completo de cierto tipo de estructuras a partir del análisis de modelos estructurales. Esto se debe a que

muchos de las recomendaciones presentes en los códigos de diseño, provienen del estudio de prototipo o modelos a escala reducida.

El uso de modelos estructurales cobra mayor importancia en determinar las características inelásticas de respuesta de las estructuras, ya que desarrollar modelos analíticos únicamente en este tipo de casos se vuelve una tarea complicada.

El nivel de confiabilidad de los resultados entregados por un estudio de modelos estructurales es uno de los aspectos mayor debate, debido a que el nivel de confiabilidad de estos análisis se vuelve complicado de determinar por el simple hecho de que el comportamiento de prototipo a escala real puede llegar a ser incierto. Por esto, el resultado de mayor importancia es el índice al cual el modelo a escala reducida puede duplicar de manera confiable el comportamiento del prototipo. Este índice se ve afectado por factores como: las propiedades del material utilizado para el modelo, precisión en la construcción de los modelos a menor escala, métodos de aplicación de carga, métodos a través los cuales se miden las magnitudes físicas analizadas e interpretación de resultados.

2.4.2 Clasificación de los Modelos Estructurales:

Como se indicó anteriormente un modelo estructural tiene relación directa con el análisis del comportamiento de un prototipo a escala real en el cual se trata de determinar su comportamiento ante ciertas condiciones de carga, temperatura etc. Por lo tanto, la clasificación de los modelos estructurales asume el mismo criterio y los separa en función de los resultados que se espera obtener del modelo.

2.4.2.1 Modelos Elásticos:

Los modelos elásticos en los cuales se restringe el análisis al rango elástico y no pueden ser utilizados para el análisis post fluencia, necesariamente deben mantener una relación directa con la geometría del prototipo, sin embargo, el material utilizado para su construcción no necesariamente es el mismo. Generalmente se utiliza materiales elásticos homogéneos, como por ejemplo el PVC o madera.

2.4.2.2 Modelos Indirectos:

Los modelos indirectos son una derivación de los modelos elásticos y se usan para obtener los diagramas de influencia de las reacciones y esfuerzos internos resultantes tanto axial, de corte y flexión. El método de aplicación de fuerzas para estos modelos se basa en el principio de superposición de cargas además que la geometría de los mismo no necesariamente tiene semejanza con la del prototipo por ejemplo si la respuesta del prototipo está controlada por su rigidez a la flexión (EI), el modelo debe representar de manera efectiva la inercia del prototipo sin la necesidad de una relación directa con el área de su sección transversal.

2.4.2.3 Modelos Directos:

Los modelos directos son los que tienen una relación geométrica directa con el prototipo, además de que las cargas se aplican de la misma manera a las anticipadas en el prototipo. Como consecuencia todos los esfuerzos y deformaciones del modelo son representativos para la correspondiente condición de carga del prototipo.

2.4.2.4 Modelos de Última resistencia:

Estos modelos son denominados también como modelos realísticos o replicas, ya que son una clase de modelos directos los cuales están hechos del mismo material que el prototipo. Estos modelos se usan para la predicción de los modos de falla de los prototipos, sin embargo, la principal limitación de estos modelos es encontrar un método de fabricación de adecuado, debido a la reducida maleabilidad de los materiales como por ejemplo el acero u hormigón.

2.4.2.5 Modelos Dinámicos:

Estos modelos son utilizados en el estudio de los efectos producidos por vibraciones o cargas dinámicas. Usualmente son ensayados en mesas vibratorias para el análisis de cargas sísmicas. Otros ejemplos de modelos dinámicos se pueden encontrar en los análisis de cargas de impacto.

En resumen, cada modelo estructural cumple una función específica dentro del estudio del comportamiento del prototipo en función de los datos que se desea obtener como objetivo principal de la investigación.

2.4.3 Proceso de Modelado:

El desarrollo de un estudio utilizando modelos estructurales conlleva una planificación detallada del proceso de desarrollo de los modelos estructurales y una secuencia lógica de acciones en función de los resultados esperados. La planificación es un aspecto de vital importancia en el estudio ya que el refinamiento o los cambios sustanciales a los modelos físicos previamente desarrollados es virtualmente imposible.

El proceso del modelamiento empieza con la definición de los resultados esperados en el estudio, los modelos pueden variar sustancialmente si solo se desea evaluar la respuesta elástica, o si se va a hacer una evaluación completa de desempeño del elemento estructural dentro del campo elástico e inelástico hasta llegar a la falla del prototipo.

(Harris & Sabnis, 2000), definen algunos pasos para el desarrollo de un estudio utilizando modelos estructurales:

- Definir el alcance del estudio, es importante definir qué datos esperamos obtener de nuestro modelo y que datos no.
- Especificar los requisitos de similitud para la geometría, el material, la carga. Prestar especial atención a los requisitos de similitud que no se pueden cumplir.
- Definir el tamaño del modelo, así como el nivel de confiabilidad o precisión que se desean alcanzar. Un nivel de confiabilidad del $\pm 30\%$ se considera adecuado para propósitos de diseño.
- Seleccionar el tipo de material para ser utilizado.
- Prestar especial atención al proceso de construcción de los modelos estructurales, asegurarse de que los procesos y métodos de construcción son los adecuados, ya que tienen una gran influencia en el nivel de confiabilidad de los resultados.
- Escoger la instrumentación en función de los objetivos del estudio, tomar principal atención a la precisión de los mismos.
- Diseñar y preparar el equipo de carga, el chequeo y calibración es importante para el nivel de precisión esperado.

- Tomar un registro completo de ensayo, así como de los resultados deseados.

2.4.4 Ventaja y Limitaciones de los Modelos Estructurales:

La principal ventaja del análisis basado en modelos estructurales se basa en que en este tipo de análisis se puede observar el comportamiento completo de una estructura llevada al colapso. El avance de métodos analíticos en predecir el comportamiento de estructuras llevadas a al rango inelástico y a su posterior falla depende mucho de la capacidad del procesamiento computacional y la teoría definida para el análisis del rango plástico.

Otro de los aspectos a destacar del uso de modelos estructurales, es la disminución directa en los costos del estudio, la reducción de estos costos proviene de dos áreas principalmente; la primera tiene que ver con la disminución en los requisitos del equipamiento utilizado para el ensayo, ya que estructuras de menor escala requieren máquinas de menor capacidad. La segunda tiene que ver con el costo directo que supone la fabricación del modelo, ahorros en el material, así como en la mano de obra y herramientas utilizadas para su fabricación.

En cuanto a las limitaciones tiene que ver con la cantidad de tiempo invertido, el análisis del comportamiento estructural para un determinado proyecto utilizando los métodos analíticos tradicionales llega a ser mucho más rápido en comparación a todo el trabajo y tiempo que supone la modelación estructural. Sin embargo, este punto decae cuando se trata de problemas específicos dentro del desempeño estructural ya que en ese caso un análisis detallado mediante modelos físicos produce un mayor provecho.

Usualmente la utilización de modelos estructurales dentro de un estudio se toma como la última opción cuando se han llegado a agotar todos los recursos sin llegar a una conclusión satisfactoria, o como simplemente como método comprobatorio a los resultados obtenidos analíticamente.

Otros ejemplos presentados por (Harris & Sabnis, 2000) en los cuales se ha sido necesario la implementación de modelos estructurales se detalla a continuación:

- Como método de verificación ante el desarrollo de métodos analíticos con fundamento netamente teórico.

- Para el estudio de sistemas estructurales complejos.
- Para determinar el comportamiento de sistemas estructurales completos, sujetos a cargas variable o dinámicas.
- Como herramienta en la parametrización de variables en estudios de estructuras llevadas a la falla.

2.4.5 Teoría de los Modelos Estructurales:

Todos los modelos estructurales deben ser diseñados, cargados e interpretados de acuerdo a los requerimientos de similitud que relacionan al modelo y al prototipo. Estos requerimientos están basados en la teoría de modelos, la cual se deriva del análisis dimensional relacionado con el fenómeno físico que involucra la respuesta estructural del prototipo.

2.4.5.1 Análisis Dimensional:

El uso de dimensiones proviene de la necesidad del hombre de definir y cuantificar una cantidad física, estas dimensiones se expresan a través de dos características una cualitativa y una cuantitativa.

La característica cualitativa de una cantidad física a ser descrita nos permite expresarla en función de las medidas fundamentales, las cuales son:

- Longitud.
- Fuerza (o masa)
- Tiempo
- Temperatura.
- Carga Eléctrica.

Existen además otro grupo de dimensiones denominadas como *derivadas*, las cuales resultan de la combinación de las dimensiones fundamentales en función de expresar otros tipos de cantidades físicas, de concepción más compleja.

Algunas de las dimensiones fundamentales de mayor relevancia dentro de la definición de fenómenos físicos en mecánica se presentan a continuación:

Lista de Dimensiones Fundamentales		
<i>Dimensión</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Unidad</i>
Longitud	L	L
Fuerza	F	F
Masa	M	$FL^{-1}T^2$
Esfuerzo	σ	FL^{-2}
Deformación Unitaria	ϵ	-
Aceleración	a	LT^{-2}
Desplazamiento	ϑ	L
Modulo de Poisson	ν	-
Modulo de Elasticidad	E	FL^{-2}

Tabla 2. Lista de dimensiones fundamentales

Estas medidas fundamentales son denominadas como dimensiones, cabe destacar que para la definición de fenómenos físicos en ingeniería estructural el considerar a la Fuerza (F) como una medida fundamental facilita la descripción del fenómeno físico.

La característica cuantitativa está conformada por dos principales elementos el primero es su cantidad numérica y el segundo viene definido como estándar de comparación, denominado como *unidad*.

Cada medida fundamental o dimensión tiene asociada una unidad que sirve para particularizar el sistema de unidades en el cual se está definiendo el fenómeno físico.

Teniendo en cuenta las definiciones de dimensiones y unidades, se ha definido dos teoremas esenciales para describir la teoría de dimensiones, las cuales se presentan a continuación tomadas del libro de (Harris & Sabnis, 2000):

- Cualquier definición matemática (ecuación) que describe algún aspecto de la naturaleza debe ser *dimensionalmente homogénea*. Es decir que esta ecuación debe ser válida sin importar el sistema de unidades que se esté utilizando para definir las cantidades físicas involucradas.
- Como consecuencia de la definición anterior, una ecuación dimensionalmente homogénea puede ser expresada de la siguiente manera:

$$F(X_1, X_2, \dots, X_N) = 0$$

Y la cual puede expresada también como:

$$G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_N) = 0$$

Donde π_1, π_2 son denominados como términos a dimensionales π_i , y cuya definición se realiza a través de aplicación del teorema de Pi – Buckingham el cual se definirá a continuación.

2.4.5.2 Teorema PI – Buckingham:

El teorema de Pi – Buckingham definido el 1974 establece que *“Cualquier ecuación dimensionalmente homogénea que involucra ciertas cantidades físicas (X_1, X_2, \dots, X_N) puede ser reducida a una ecuación equivalente que involucra una serie de productos adimensionales”*. Matemáticamente este teorema se representa de la siguiente manera:

$$F(X_1, X_2, \dots, X_N) = 0$$

Y como consecuencia de la aplicación del teorema de Pi – Buckingham se expresa de la siguiente manera:

$$G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_N) = 0$$

Estos productos adimensionales π_N se denominan productos π_i , y son combinaciones adimensionales de las variables físicas (X_1, X_2, \dots, X_N) que definen a la función F . Como norma general el número de términos adimensionales π_i (m), es igual a la resta del número variables físicas (n) y el número de dimensiones fundamentales (r) que definen el fenómeno físico de la función F .

$$m = n - r$$

El hecho de que cualquier ecuación de la forma $F(X_1, X_2, \dots, X_N) = 0$ sea expresable de la forma $G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_N) = 0$, tiene dos principales implicaciones:

- La descripción matemática de cualquier fenómeno físico puede ser parcialmente deducida mediante una apropiada consideración de las n cantidades físicas involucradas en dicho fenómeno.

- Los fenómenos físicos que difieren únicamente en las magnitudes de las unidades utilizadas para definir las n cantidades físicas X_i , tanto para el modelo como para el prototipo tendría una función G idéntica. Como consecuencia la primera ley de similitud entre modelo y prototipo establece que los términos adimensionales P_i que forman parte de la función equivalente G , deben ser iguales para lograr similitud completa entre el modelo y el prototipo.

2.4.5.2.1 Formación de Términos Adimensionales P_i (π_i)

De la combinación de dimensiones fundamentales se pueden derivar nuevas dimensiones consideradas como derivadas, por ejemplo, la dimensión *longitud* dividida para el cuadrado de la dimensión *tiempo* da como resultado una nueva dimensión denominada *velocidad*.

Debido a que la formulación de las dimensiones derivadas proviene del producto de las dimensiones fundamentales, muchas de estas no pueden utilizarse para la formación de términos adimensionales P_i . Por lo tanto, dentro de la formulación de los productos adimensionales P_i , bajo la aplicación del teorema P_i – Buckingham se debe determinar cuáles de las variables físicas involucradas se considerarán dentro de la definición del fenómeno físico analizado se tomarán como *dimensionalmente independientes*.

El principal resultado de la aplicación del teorema P_i – Buckingham es la determinación de los (m) términos P_i , aunque la formación de los mismo depende mucho de las preferencias personales, a continuación, se presentan algunas recomendaciones tomadas de los autores (Harris & Sabnis, 2000).

- Todas las variables físicas deben ser incluidas.
- Los m términos adimensionales deben ser independientes.
- No existe una única forma de determinar los términos P_i para un problema específico, debido a que existen varias formas de agrupar las variables físicas. Sin embargo, agrupar las variables físicas en función de las limitaciones en cuanto al equipamiento experimental es una práctica que puede conducir a facilitar el desarrollo del estudio.

De manera más formal se establecen los siguientes pasos:

- 1) Determinar el número (n) de todas las variables físicas que forman parte del fenómeno analizado y definirlas en función de sus dimensiones fundamentales (r).
- 2) Definir las variables que se consideraran como dimensionalmente independientes. Dichas variables deben contener todas las dimensiones fundamentales presente en el análisis y no formar por si solas un término adimensional Pi (π_i).
- 3) Conformar los (m) grupos adimensionales Pi , combinando las variables físicas restantes con el grupo de variables denominado como independiente. De esta manera se asegura que el resultado sea un grupo independiente de variables adimensionales.

Cabe recalcar que en muchos casos la formación de los términos adimensionales se basa en la experiencia del investigador, ya que es necesario identificar las variables físicas que se involucran dentro del estudio. Por esto los mismo autores (Harris & Sabnis, 2000) han determinado las siguientes conclusiones en cuanto a la formación de los termino Pi .

- Si alguna variable física relevante dentro del análisis del fenómeno en estudio es omitida, los resultados de los grupos adimensionales Pi pueden llevar a resultados erróneos.
- Si además de las variables físicas relevantes, se incluyen variables adicionales los resultados de los grupos adimensionales Pi conllevaran a que la investigación experimental resulte mucho más complicada de lo que debería ser.

Como conclusión la aplicación del análisis dimensional y del teorema Pi – Buckingham, constituyen una herramienta fundamental en la deducción mediante observación experimental de ciertos fenómenos físicos de los cuales solo se tiene información teórica. Facilita también la determinación de nuevas variables que afecten el comportamiento del elemento analizado, y que no han sido capaces de ser identificadas hasta la elaboración de los ensayos a escala reducida.

Sin embargo, se debe tomar en consideración que el resultado final de una investigación conducida a través de modelos a escala, está sujeto a errores debido la utilización misma del análisis dimensional.

2.4.5.3 Leyes de Similitud:

Las leyes de similitud para modelos estructurales se basan en el análisis dimensional, y clasifican a los modelos estructurales en función del nivel de confiabilidad de los resultados obtenidos experimentalmente. Estos se clasifican en:

2.4.5.3.1 Modelos con Similitud Completa:

Estos modelos también son denominados como “reales” ya que satisface cada una de las condiciones de similitud determinadas a partir del adecuado análisis dimensional.

A partir del teorema Pi – Buckingham se determinó que cualquier ecuación dimensionalmente homogénea de cualquier fenómeno físico puede ser reducida a una ecuación compuesta por varios grupos adimensionales que se puede expresar de la siguiente forma.

$$\pi_1 = \varphi(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_n)$$

Si escribimos la misma ecuación una vez para el modelo y una para el prototipo:

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\varphi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})}{\varphi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})}$$

Donde π_{1m} se refiere al primer grupo adimensional Pi para el modelo y π_{1p} se refiere al primer grupo adimensional Pi para el prototipo. Como consecuencia de esta ecuación un modelo de similitud completa mantiene el mismo valor para cada uno de los grupos adimensionales Pi.

$$\pi_{2m} = \pi_{2p}$$

$$\pi_{3m} = \pi_{3p}$$

$$\pi_{nm} = \pi_{np}$$

Matemáticamente esta ecuación se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\varphi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})}{\varphi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})} = 1$$

La relación entre los grupos adimensionales tanto del modelo como del prototipo es la base de las condiciones de operación y diseño del estudio en cuestión, ya que nos permite controlar las condiciones de ensayo para que los resultados sigan las leyes de similitud.

2.4.5.3.1.1 Factores de Escala:

Partiendo de la condición de similitud completa, podemos determinar factores de escala que satisfacen las condiciones de similitud para el modelo y el prototipo. Es decir que el factor de escala parte de la relación:

$$S_i = \frac{i_p}{i_m}$$

Donde el subíndice “*i*” corresponde a la variable física en análisis, y los subíndices “*p*” y “*m*” corresponden al modelo y prototipo.

Los factores de escala para cualquier modelo en el cual se desea obtener similitud completa se pueden obtener simplemente transformando las relaciones de los grupos adimensionales Π_i , en los factores de escala requeridos.

2.4.5.3.1.2 Dificultades Asociadas a la Similitud Completa:

La similitud completa entre los resultados obtenidos de los modelos a escala reducida ensayados bajo condiciones experimentales que muchas veces son limitadas y el comportamiento real del prototipo, debe entenderse como condiciones ideales, las cuales muchas veces no llegan a cumplirse totalmente.

La imposibilidad de obtener estas condiciones ideales está ligado a varios factores como por ejemplo las limitaciones en cuanto al equipamiento con el cual se llevará a cabo el estudio, inadecuada técnica de fabricación de los modelos a escala reducida e inadecuado entendimiento del fenómeno físico estudiado. Estas

limitación al momento de obtener similitud completa tienen como consecuencia que la relación de los índices $\frac{\varphi_p}{\varphi_m}$ ya no es igual a 1.

Conociendo estas limitantes, se debe conducir el estudio cuidando cada detalle que pueda distorsionar aún más los resultados obtenidos. Otra forma de aprovechar de mejor manera los resultados entregados por los modelos a escala reducida es enfocar los objetivos del estudio hacia el comportamiento general del prototipo

2.4.5.3.2 Modelos con Similitud de Primer Orden:

Los modelos con similitud de primer orden nacen a partir de las dificultades de conducir un estudio hacia la similitud completa. Los modelos con similitud de primer orden parten de la relajación u omisión de los requisitos que conlleva un modelo de similitud completa, es decir que solo algunas de las igualdades entre grupos adimensionales P_i del modelo y el prototipo serán consideradas como relevantes (o de primer orden) en función de los resultados que se espera obtener del estudio.

Como conclusión entonces cualquier modelo estructural que cumpla con las condiciones asumidas como de “primer orden” que, aunque no satisfaga las demás condiciones impuestas por un adecuado análisis dimensional, serán considerados como modelos que mantienen un grado de similitud adecuada con respecto al prototipo.

El hecho de dar mayor holgura a los resultados obtenidos por el modelo a escala reducida se puede interpretar matemáticamente como que la relación de los índices $\frac{\varphi_p}{\varphi_m}$ será aproximadamente igual a 1.

Otro escenario en cual sea necesario conducir un estudio experimental a través de modelos estructurales con similitud de primer orden, puede producirse debido a que el modelo estructural resulte tan pequeño o de fabricación tan compleja que sea imposible reproducirlo con el mismo material con el que está hecho el prototipo, en ese caso deberá construirse el modelo con un material el cual asegure un comportamiento similar al del prototipo como se muestra a continuación.

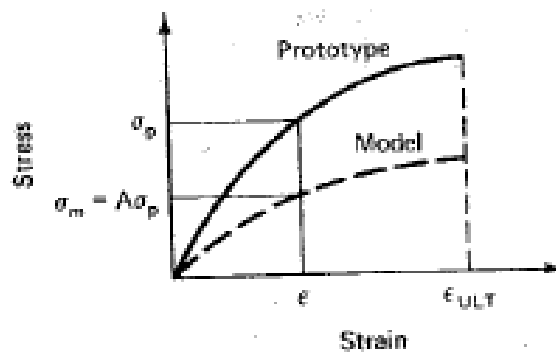


Ilustración 37. Curva de esfuerzo deformación para modelos con similitud completa, FUENTE: Harris & Sabnis. 2000

2.4.5.3.3 Modelos Distorsionados:

Los modelos distorsionados nacen como consecuencia de la holgura en los requisitos que se imponen a un modelo estructural para que tenga similitud completa con respecto al prototipo. La dificultad está en determinar como la omisión de algunos requisitos para la similitud completa llega a producir significativos cambios en el comportamiento de modelo con respecto al prototipo.

Matemáticamente se determinó que en sistemas que cumplen las leyes de similitud y se consideran como totalmente similares al modelo y prototipo, el índice $\frac{\varphi_p}{\varphi_m}$ es igual a 1. Pero si un modelo solo cumplía solo las relaciones adimensionales consideradas como fundamentales en el análisis del fenómeno físico, es decir si el modelo solo mantenía similitud de primer orden el valor del mismo índice $\frac{\varphi_p}{\varphi_m}$ era aproximadamente igual a 1, sin embargo su valor era desconocido. Dichas omisiones a las leyes de similitud son permitidas siempre y cuando los resultados experimentales demuestren que las variables consideradas como de segundo orden no tienen gran influencia en la respuesta del modelo. Aunque cabe recalcar, que si las omisiones echas generan un gran cambio en el comportamiento del modelo, estos modelos serían considerados como distorsionados.

La distorsión de los modelos estructurales se presenta por varias causas, como por ejemplo unas inadecuadas condiciones de apoyo del modelo al momento de los ensayos, la geometría de los modelos, las características mecánicas del material utilizado en la fabricación del modelo, la aplicación inadecuada de carga al momento del ensayo, los esfuerzos residuales producto de la fabricación del modelo, etc.

Los modelos con similitud de primer orden se consideran como distorsionados, pero debido a que permiten que dicha distorsión se convierta en una ventaja al evaluar el comportamiento del modelo bajo las variables físicas de mayor relevancia dentro del estudio, se los considera como modelos adecuados.

La mayor distorsión presente en los modelos estructurales se debe a la limitación que presenta el material estructural (acero, concreto, madera) a no ser lo suficientemente maleable para poder reproducir un comportamiento adecuado en un modelo a escala reducida. Por lo tanto, si no es posible utilizar el mismo material, se debe buscar un material alternativo que represente el mismo comportamiento y no introduzca grandes distorsiones a los esfuerzos y deformaciones esperados como respuesta del modelo.

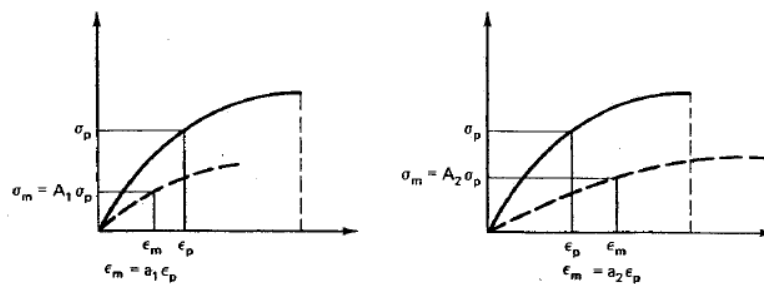


Ilustración 38. Curva de esfuerzo deformación para modelos distorsionados, FUENTE: Harris & Sabnis. 2000

Pero si el material con el cual se fabricase el modelo, presenta una gran variación con respecto al comportamiento del material del prototipo, la única forma en la cual los resultados de dicho prototipo se pueden considerar como representativos sobre el comportamiento del prototipo es mediante la cuantificación analítica de la influencia que dichas variaciones van a tener sobre la respuesta del modelo. Así también, se debe determinar cuál es el rango de esfuerzos y deformaciones en el cual los datos obtenidos del modelo son representativos para el prototipo.

2.4.6 Modelos Estructurales Sujetos a Cargas Dinámicas:

Debido a la naturaleza compleja de las cargas dinámicas y sus efectos dentro de las estructuras, el uso de modelos a escala reducido ha sido casi tan importante como la investigación teórica de sus efectos. Las cargas dinámicas de interés dentro del análisis estructural corresponden a aquellas producidas por el viento, las vibraciones elásticas producidas por efecto del alto tráfico vehicular en puentes, cargas de impacto y carga sísmicas. Debido a que el análisis sísmico tiene

gran importancia ya que la misma naturaleza de los eventos sísmicos hace que sea impredecible determinar su magnitud y periodo de recurrencia, el diseño de estructuras civiles está controlado por los efectos destructivos que estos eventos pueden llegar a tener a nivel estructural.

La respuesta dinámica de las estructuras está gobernada por el balance que tienen las cargas dinámicas con la capacidad de respuesta de la estructura de mantenerse en equilibrio. El equilibrio se produce entre las cargas externas que son una función de la masa de la estructura y la aceleración producto de la excitación sísmica; y las cargas producto de la respuesta de la estructura las cuales son una función de la rigidez de los elementos estructurales en la dirección en la cual se produce la sollicitación externa, produciendo movimiento y disipación de energía en función de la capacidad que tiene la estructura para desarrollar su ductilidad.

Para el análisis de respuesta estructural usando modelos a escala reducida se debe incluir al *tiempo* (T) parte de las dimensiones fundamentales además de aquellas dimensiones usadas en el análisis estático elástico como la *longitud* (L) o la *fuerza* (F). Se debe incluir también las dimensiones que controlan el comportamiento del material, como el *módulo de elasticidad* (E), *módulo de Poisson* (ν) y la *densidad del material* (ρ). Y como parte de la respuesta estructural se debe considerar como variables como la *deformación producida por las cargas dinámicas* (q), de la *frecuencia* (f), y los *esfuerzos dinámicos* (σ).

2.4.6.1 Modelos Sujetos a Cargas Sísmicas:

Debido a la importancia de las cargas sísmicas dentro del diseño estructural, es necesario demostrar siempre que el comportamiento inelástico del sistema estructural sea el que produzca la mayor seguridad para la vida humana y además de ser económicamente viable.

Los modelos estructurales tienen que tratar de predecir el complejo comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas, aunque estén sujetas a varias limitaciones que se pueden presentar al intentar conseguir similitud completa. Algunas de las limitaciones están relacionadas con la incapacidad de modelo a satisfacer las condiciones de similitud de la masa del prototipo, así como la dificultad que supone el modelar la variedad de cargas gravitacionales a las que

estará sujeta la estructura a escala real. Debido a estas limitaciones Krawinkler en 1974, determino algunos parámetros de comparación para cada variable física presente en análisis de una estructura sujeta a cargas dinámicas, y de esta manera lograr similitud completa o lograr similitud de primer orden omitiendo los efectos de la masa y de las fuerzas gravitacionales los cuales se presentan a continuación.

Table 2.11 Summary of Scale Factors for Earthquake Response of Structures

(1)	(2)	Dimension (3)	Scale Factors		
			True Replica Model (4)	Artificial Mass Simulation (5)	Gravity Forces Neglected Prototype Material (6)
Loading	Force, Q	F	$S_E S_l^2$	$S_E S_l^2$	S_l^2
	Pressure, q	FL^{-2}	S_E	S_E	1
	Acceleration, a	LT^{-2}	1	1	S_l^{-1}
	Gravitational acceleration, g	LT^{-2}	1	1	Neglected
	Velocity, v	LT^{-1}	$S_l^{1/2}$	$S_l^{1/2}$	1
	Time, t	T	$S_l^{1/2}$	$S_l^{1/2}$	S_l
Geometry	Linear dimension, l	L	S_l	S_l	S_l
	Displacement, δ	L	S_l	S_l	S_l
	Frequency, ω	T^{-1}	$S_l^{-1/2}$	$S_l^{-1/2}$	S_l^{-1}
	Modulus, E	FL^{-2}	S_E	S_E	1
Material properties	Stress, σ	FL^{-2}	S_E	S_E	1
	Strain, ϵ	—	1	1	1
	Poisson's ratio, ν	—	1	1	1
	Mass density, ρ	$FL^{-4}T^2$	S_E/S_l	^a	1
	Energy, EN	FL	$S_E S_l^3$	$S_E S_l^3$	S_l^3

^a $(g\rho l/E)_m = (g\rho l/E)_p$

Tabla 3. factores de escala para modelos sujetos a carga dinámica,

La columna número **(4)** refleja los factores de escala para estudios en los cuales los modelos estructurales serán considerados como modelos de similitud completa, es decir serán ensayados y construidos bajo condiciones ideales. Sin embargo, también se puede ver en las columnas **(5)** y **(6)** algunos factores de escala para modelos de similitud de primer orden en los cuales se toma como efectos de segundo orden la simulación artificial de la masa y la omisión de las cargas gravitacionales dentro de la simulación de cargas dinámicas.

En nuestro análisis nos enfocaremos primeramente en determinar las variables físicas de mayor influencia dentro de ensayo de calificación de conexiones metálicas, para posteriormente mediante la implementación del análisis dimensional poder definir los parámetros de operación y requisitos de similitud presentes dentro en el fenómeno físico analizado.

2.4.7 Nivel de precisión de los modelos a escala reducida

El nivel de confiabilidad con el que los datos entregados por un modelo a escala reducida logran representar el comportamiento real del prototipo es uno de los mayores desafíos dentro de un análisis por modelos a escala. Ya que este factor está influenciado por la resistencia del material con la que se fabrica el modelo, la técnica utilizada para la fabricación de los modelos a escala (introducción de esfuerzos residuales), instrumentos de medición durante los ensayos (carga, desplazamiento, esfuerzos, etc.), y la interpretación de resultados.

Otro factor a considerar es la variación de resistencia propia de los prototipos a escala real, por ejemplo, “dos vigas de concreto armado construidas bajo condiciones similares pueden llegar a mostrar una variación en su resistencia de hasta el 20%” (Harris & Sabnis, 2000). Esto claramente puede ser solucionado si se lleva a cabo un estudio estadístico para predecir la resistencia promedio que tendrán tanto los modelos a escala como los prototipos antes de comparar los datos obtenidos.

Una forma de incrementar el nivel de confiabilidad de resultados dentro de un análisis por modelos a escala, es la implementación de instrumentación de laboratorio más precisa, la cual reduzca los niveles de incertidumbre entre los resultados obtenidos en el ensayo de los modelos. Sin embargo y a pesar de estas mejoras que se le pueda agregar a las condiciones de los ensayos (Harris & Sabnis, 2000) indican que “ Modelos estructurales de ultima resistencia que sean cuidadosamente diseñados y construidos, lograran alcanzar errores menores al 15% en la predicción de desplazamiento posteriores al agrietamiento y resistencia ultima de la estructura”.

Otros factores que influyen la precisión de los modelos tiene que ver con los métodos de fabricación

Capítulo 3: Definición de conexiones a ser analizadas.

Como objeto de esta investigación la conexión entre viga y columna a ser analizada, corresponderá a la conformada por una columna tubular hueca, de perfil denominado como HSS 200x200 y viga “I” rolada en caliente, denominada como viga IPE 200, esta conexión puede ser considerada como generalizada para

sistemas aporticados resistentes a momento de geometría regular. Este tipo de conexiones soldadas es muy comúnmente utiliza en la construcción de edificios en el Ecuador, debido a su facilidad de montaje además de la facilidad con la que este tipo de perfiles son comercializados a nivel nacional.

Las dimensiones de los elementos viga y columna que forman parte de dichas configuraciones geométricas han sido resumidas en base a los perfiles de mayor comercialización a nivel nacional.

De la misma manera las propiedades mecánicas del acero estructural que conforma estos perfiles ha sido modelado en base a los datos proporcionados por la empresa NOVACERO. La cual nos ha facilitado la información de los certificados de calidad emitidos por los fabricantes de las planchas de acero A – 36, importadas en el periodo entre junio de 2016 hasta julio del 2017.

3.2 Descripción Geométrica de la Conexión:

La configuración geométrica de esta conexión estará conformada por una viga IPE 200 y la columna por un perfil tubular de dimensiones HSS 200x200x10. Esta conexión talvez represente la de mayor utilización en el medio local ya que está presente en la mayoría de edificios que se diseñan para que todas las conexiones formen parte del sistema resistente a carga lateral.

Este tipo de conexiones se ensamblan utilizando soldadura de penetración completa (CPJ), para unir las alas de la viga y las alas de la columna y soldadura de filete para unir el contorno del alma de la viga con el ala de la columna.

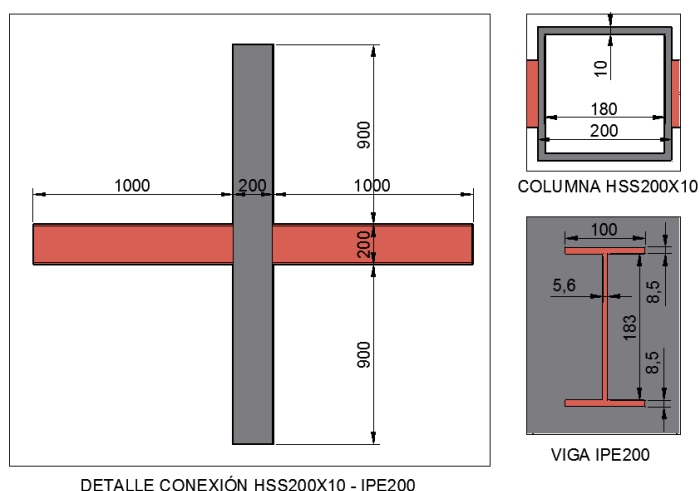


Ilustración 39. Conexión soldada de una viga IPE 200 y una columna HSS 200x200x10

Las características geométricas y mecánicas de los perfiles que conforman esta conexión se enlistan a continuación:

Características Geométricas			
VIGA		COLUMNA	
bf=	100 mm	bf=	200 mm
tf=	8,5 mm	tf=	10 mm
hw=	183 mm	hw=	200 mm
tw=	5,6 mm	tw=	10 mm
Características Mecánicas			
VIGA		COLUMNA	
Área	28.5 cm^2	Área	76 cm^2
Inercia al eje X-X	1940 cm^4	Inercia al eje X-X	$4585,33 \text{ cm}^4$
Módulo Elástico (Sy)	194 cm^3	Módulo Elástico (Sy)	458.5 cm^3
Módulo Plástico (Zy)	$209,7 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico (Zy)	541.99 cm^3

Tabla 4. Características geométricas de la conexión 1.

Una de las características más importantes de la conexión es la de poder asegurar que falla de la misma se producirá debido a la concentración de esfuerzos en la viga en sección cercana a la conexión con el ala de la columna, este requisito es denominado como columna fuerte-viga débil, y asegura la integridad del todo el sistema estructural durante un evento sísmico. Este requisito se evalúa a través de la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que concurren a la conexión.

$\sum M_{pv}$ = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que concurren a la conexión.

A continuación, se presentarán los valores correspondientes al chequeo del requerimiento columna fuerte-viga débil.

Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que concurren a la conexión, M_{pv} :

$$\sum M_{pv} = M_{pr} + M_{uv}$$

- Momento plástico probable de la viga:

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{yv}$$

Donde:

C_{pr} : es el factor que considera la máxima resistencia de la conexión, incluyendo fenómenos como el endurecimiento por deformación, la restricción local de la conexión, los refuerzos adicionales entre otras condiciones.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$$

$$C_{pr} = \frac{2530 \frac{kg}{cm^2} + 4078 \frac{kg}{cm^2}}{2 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$C_{pr} = 1,3 \leq 1,2 \text{ entonces}$$

$$C_{pr} = 1,2$$

R_y : Factor de fluencia probable.

$$R_y = 1,3 \quad \text{según NEC 2015}$$

Entonces el momento plástico probable de la viga resulta:

$$M_{pr} = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 2500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 209,7 cm^3$$

$$M_{pr} = 8,176 \frac{Tn}{m}$$

- Momento producido por corte en la zona de articulación plástica

$$M_{uv} = Vh \times \frac{dv}{2}$$

Donde:

$$V_h = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L}$$

$$V_h = \frac{2 \cdot 8,176 \text{ Tn.m}}{5 \text{ m}^*}$$

$$V_h = 3,27 \text{ Tn}$$

*Se asume que este tipo de conexiones son utilizadas en vanos de hasta 5 metros de longitud.

Entonces el momento producido por corte en la zona de articulación plástica corresponde a:

$$M_{uv} = 3,27 \text{ Tn} \times \frac{0,2 \text{ m}}{2}$$

$$M_{uv} = 0,327 \text{ Tn.m}$$

La sumatoria de los momentos que concurren a la conexión es igual:

$$\sum M_{pv} = 8,176 \text{ Tn.m} + 0,327 \text{ Tn.m}$$

$$\sum M_{pv} = 8,5 \text{ Tn.m}$$

Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que concurren a la conexión, ***M_{pc}***:

$$M_{pc} = Z_c \cdot F_y$$

$$M_{pc} = 541,99 \text{ cm}^3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{pc} = 13,71 \text{ Tn.m}$$

Entonces la relación de momentos que concurren a la conexión sería:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{13,71 \text{ Tn.m}}{8,5 \text{ Tn.m}} \geq 1,0$$

$$1,61 \geq 1,0 \quad \text{:Ok}$$

Esta conexión tipo de conexión carece de placas de refuerzo o placas de continuidad en la columna detalles que si se emplean en conexiones precalificadas como la denominada Welded Unreinforced Flange-welded Web (WUF-W), la cual carece de secciones reducidas en la viga o pernos de alta resistencia, sin embargo desarrolla una adecuada ductilidad gracias a la fluencia de la viga en un área cercana a la cara de la columna, además que su ruptura está controlada a los detalles de la soldadura utilizada para unir la viga con el ala de la columna y los detalles de los orificios de acceso de la soldadura.

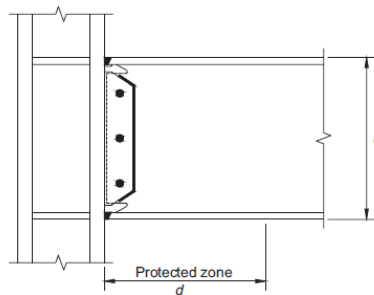


Fig. 8.1. WUF-W moment connection.

Ya que las conexiones que son parte de este análisis no cumplen con el detallamiento que asegure un adecuado desarrollo de su ductilidad, su comportamiento ante grandes solicitaciones inelásticas es incierto. Sin embargo, con la finalidad de asegurar que este tipo de conexiones se comporten en base a los requisitos del diseño antisísmico, se analizará cual es la influencia en la variación de las propiedades geométricas de la columna dentro de la capacidad rotacional de conexión ya que aumentara el espesor de las alas (t_f) y almas (t_w) de la columna al doble del espesor de la conexión anterior

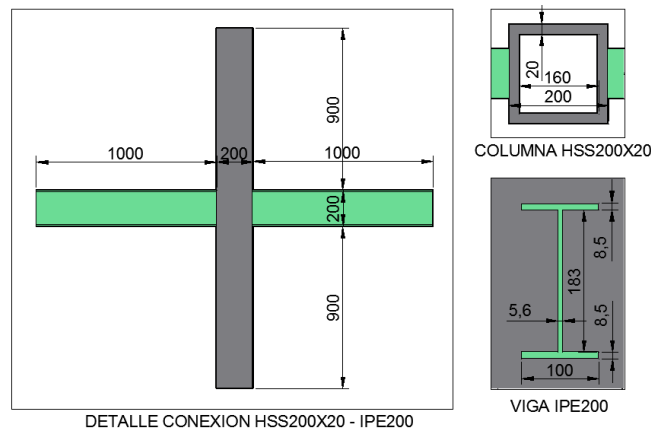


Ilustración 40. Conexión soldada de una viga IPE 200 y una columna HSS 200x200x20

Características Geométricas			
VIGA		COLUMNA	
bf=	100 mm	bf=	200 mm
tf=	8,5 mm	tf=	20 mm
hw=	183 mm	hw=	200 mm
tw=	5,6 mm	tw=	20 mm
Características Mecánicas			
VIGA		COLUMNA	
Área	28.5 cm^2	Área	144 cm^2
Inercia al eje X-X	1940 cm^4	Inercia al eje X-X	7872 cm^4
Módulo Elástico (Sy)	194 cm^3	Módulo Elástico (Zy)	$787,2 \text{ cm}^3$
Módulo Plástico (Zy)	$209,7 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico (Zy)	976 cm^3

Tabla 5. Características geométricas de la conexión 2.

El resultado esperado es que este espesor extra que se le otorga al alma y alas de la columna sea el adecuado para que se produzca una redistribución de esfuerzos desde el punto de conexión entre el ala de la columna y la viga hacia la viga contribuyendo a la formación de una articulación plástica o cualquiera otro fenómeno de fluencia como por ejemplo el pandeo local del alma, o pandeo lateral torsional que le permita desarrollar a la conexión una mayor capacidad inelástica sin contribuir a la inestabilidad de todo el sistema estructural.

Evaluación del criterio columna fuerte-viga débil, para esta conexión aplicaremos el mismo parámetro anterior para evaluar el modo su modo de falla

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que concurren a la conexión, M_{pv} :

$$\sum M_{pv} = M_{pr} + M_{uv}$$

- Momento plástico probable de la viga:

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{yv}$$

Donde:

Cpr: es el factor que considera la máxima resistencia de la conexión, incluyendo fenómenos como el endurecimiento por deformación, la restricción local de la conexión, los refuerzos adicionales entre otras condiciones.

$$Cpr = \frac{Fy + Fu}{2Fy}$$

$$Cpr = 1,2$$

Ry: Factor de fluencia probable.

$$Ry = 1,3 \quad \text{según NEC 2015}$$

Entonces el momento plástico probable de la viga resulta:

$$Mpr = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 2500 \frac{kg}{cm^2} \cdot 209,7 cm^3$$

$$Mpr = 8,176 \frac{Tn}{m}$$

- Momento producido por corte en la zona de articulación plástica

$$Muv = Vh x \frac{dv}{2}$$

Donde:

$$Vh = \frac{2 \cdot Mpr}{L}$$

$$Vh = \frac{2 \cdot 8,176 Tn.m}{5 m^*}$$

$$Vh = 3,27 Tn$$

*Se asume que este tipo de conexiones son utilizadas en vanos de hasta 5 metros de longitud.

Entonces el momento producido por corte en la zona de articulación plástica corresponde a:

$$Muv = 3,27 Tn x \frac{0,2 m}{2}$$

$$Muv = 0,327 Tn.m$$

La sumatoria de los momentos que concurren a la conexión es igual:

$$\sum M_{pv} = 8,176 \text{ Tn.m} + 0,327 \text{ Tn.m}$$

$$\sum M_{pv} = 8,5 \text{ Tn.m}$$

Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que concurren a la conexión, M_{pc} :

$$M_{pc} = Z_c \cdot F_y$$

$$M_{pc} = 976 \text{ cm}^3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{pc} = 24,69 \text{ Tn.m}$$

Entonces la relación de momentos que concurren a la conexión sería:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

$$\frac{24,69 \text{ Tn.m}}{8,5 \text{ Tn.m}} \geq 1.0$$

$$2,9 \geq 1,0 \quad : \text{Ok}$$

Todas las configuraciones geométricas presentadas anteriormente se analizarán con la utilización del software Ansys v.16, sometiéndolas al protocolo de calificación para conexiones simo-resistentes presentes en la norma americana AISC 341-10 y FEMA 350. Para poder determinar analíticamente y bajo condiciones ideales el desempeño inelástico de estas conexiones, y poder concluir si el mecanismo de plastificación de estas conexiones le permiten desempeñar un comportamiento dúctil ante solicitaciones dinámicas, así también se hará el análisis de su modo de falla para poder determinar si la degradación de la resistencia ante severas solicitaciones sísmicas no compromete el posterior colapso de la estructura y se asegura que este se desarrolla de manera segura

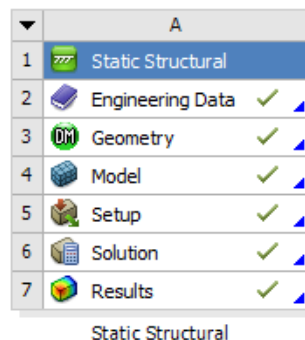
Capítulo 4: Análisis Computacional.

La evaluación de las conexiones que forman parte de este estudio serán analizadas utilizando el software ANSYS v16. Y se las someterá al protocolo de calificación impuesto por las normas americanas AISC 341-10 y FEMA 350, las cuales también servirán para evaluar los resultados obtenidos.

4.1 Generalidades:

El entorno de ANSYS permite representar las condiciones ideales para el proceso de calificación de conexiones metálicas, a continuación, se discutirán los detalles comunes para la modelación de cada conexión anteriormente definida.

Dentro de los análisis posibles en ANSYS, utilizaremos el denominado “*Estático Estructural*” el cual se utiliza cuando la aplicación de carga es lenta y las condiciones de borde están bien definidas. Dentro de este análisis se deben definir algunos parámetros básicos que controlan las ecuaciones utilizadas para el análisis estático - elástico y estático – inelástico, los pasos a seguir se definen a continuación:



4.1.1 Modelación del material

El primero corresponde a la modelación del material, la cual constituye la representación matemática de la respuesta de los elementos ante la aplicación de la carga. Estas relaciones se plantean en función de los datos de esfuerzo versus la deformación unitaria, además de ser importantes las propiedades físicas como la densidad y el módulo de Poisson del material.

En el caso particular de esta investigación los datos de las propiedades mecánicas del acero se obtuvieron gracias a la información proporcionada por la empresa NOVACERO, la cual nos permitió acceder a la información de los certificados de

calidad proporcionados por el fabricante en el proceso de importación de las planchas de acero A-36. La información corresponde a las planchas de acero importadas en el periodo entre junio del 2016 a julio del 2017.

La información fue obtenida para planchas de acero A - 36 cuyos espesores están comprendidos entre 2 mm, 2,5 mm, 3 mm y 3.5 mm. Como parte del proceso de certificación de calidad el fabricante realiza un ensayo de tracción bajo la norma ASTM A - 370 para garantizar las propiedades mecánicas del material. Dichas propiedades se manifiestan a través del esfuerzo de fluencia a la tracción (F_y), esfuerzo ultimo a la tracción (F_u) y el porcentaje de elongación de la probeta al final del ensayo y se presentan en los certificados de calidad como se muestra a continuación:

Tração/ Tensile Unidade / Unit = MPa Base / Basis = GL=50mm, W=12,5mm					
Pos. Dir / Position- Direction	LE / YS	LR / TS	Razão El / Yield Ratio (%)	Along / Elong (%)	Red. Area (%) Area Reduc.
T4L	294	417	71	37	69
T4L	313	425	74	36	66

Tabla 6. Certificado de calidad de las propiedades geométricas del acero A-36.

Para ser utilizadas en la modelación de las conexiones dichas propiedades mecánicas fueron enlistadas y promediadas para obtener una sola curva esfuerzo deformación del acero que sea representativa para todos los perfiles estructurales analizados. Dichos valores se presentan a continuación:

	VALOR PROMEDIO	DESVIACION ESTANDAR	DESVIACION ESTANDAR
	Mpa	Mpa	%
Esfuerzo de fluencia	310.1	9.46	3
Esfuerzo último	427	7.33	2
Porcentaje de elongación	36%	1.30%	4

Tabla 7. Valores de resistencia para modelación del acero A-36.

Los valores obtenidos de las propiedades mecánicas del acero A-36 no presentan gran distorsión con respecto a todos los datos enlistados, ya que los valores de desviación estándar no llegan a ser significativos (3, 2 y 4%). A demás cabe destacar que las propiedades mecánicas del material tienen valores acordes a lo que especifica la norma ASTM A36/A36M.

TABLE 2 Tensile Requirements ^A	
Plates, Shapes, ^B and Bars:	
Tensile strength, ksi [MPa]	58–80 [400–550]
Yield point, min, ksi [MPa]	36 [250] ^C
Plates and Bars: ^{D,E}	
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %	20
Elongation in 2 in. [50 mm], min, %	23
Shapes:	
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %	20
Elongation in 2 in. [50 mm], min, %	21 ^B

Tabla 8. Requisitos del acero A-36

Una vez obtenidas las propiedades mecánicas básicas del material, el siguiente paso será definir las propiedades elásticas y plásticas restantes que controlen las relaciones esfuerzo deformación dentro del análisis de nuestras conexiones.

Como lo indica el manual de usuario de ANSYS, la respuesta elástica del material está controlada por la ley de Hooke, es decir que cuando lo esfuerzos y deformaciones introducidos a la estructura que se encuentra por debajo del límite de fluencia, esta es capaz de recuperar totalmente su forma y condición de equilibrio original. Matemáticamente se representa a través de la expresión:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Donde:

σ = Esfuerzo

E = Modulo de elasticidad del material.

ε = Deformación unitaria.

Sin embargo, si la condición de carga aumenta más allá del límite de proporcionalidad, el material entrara en estado de fluencia en el cual los esfuerzos ya no serán directamente proporcionales a las deformaciones además que después

de la descarga el material presentara deformaciones permanentes en la su estructura.

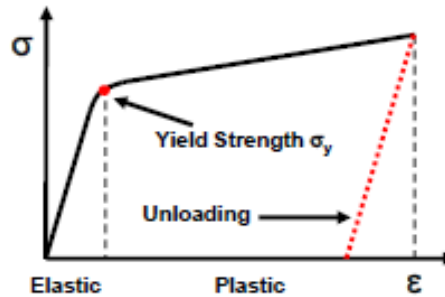


Ilustración 41. Esquema de una curva Esfuerzo vs deformacion del acero

Las características plásticas del acero son de gran importancia dentro del desarrollo de esta investigación ya que mediante las deformaciones inelásticas las conexiones son capaces de disipar energía y asegurar un comportamiento dúctil de todo el sistema estructural.

ANSYS modela el comportamiento inelástico del material a través de dos parámetros: el criterio de plastificación y la regla de endurecimiento por deformación.

4.1.1.1. El criterio de plastificación:

El criterio de plastificación es usado para relacionar el estado multiaxial de esfuerzos con los resultados obtenidos en un análisis uniaxial. Los ensayos de tracción en probetas proveen únicamente datos uniaxiales de esfuerzo y deformación unitaria, sin embargo, los esfuerzos se presentan de manera multiaxial ante diferentes condiciones de carga, los cuales pueden ser relacionados a través de una función escalar con los resultados de un ensayo uniaxial.

Esta función escalar ha sido definida por Von-Mises, el cual indica que la fluencia ocurrirá cuando la energía de distorsión que actúan en una unidad volumétrica del material (multiaxial) iguala el valor de la energía de distorsión producida por los esfuerzos uniaxiales hasta el valor de fluencia en la misma unidad volumétrica del material. Se representa matemáticamente a través de:

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

Cuando el esfuerzo equivalente de Von-Mises excede los valores de fluencia determinados bajo ensayos uniaxiales, entonces se considera que el material empieza incursiona en el rango inelástico y que sus relaciones esfuerzo versus deformación unitaria ya no estarán controlados por la Ley de Hooke.

4.1.1.2 Regla de endurecimiento por deformación:

Esta regla describe como la superficie de plastificación cambia en tamaño y forma, como resultado de la deformación plástica. Además de determinar cuando el material volverá a fluir si la carga vuelve a sobrepasar el límite elástico.

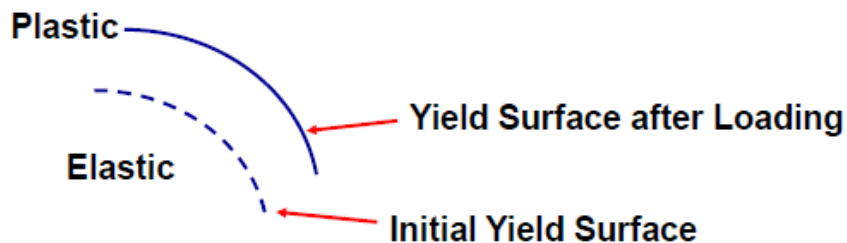


Ilustración 42. Endurecimiento por deformacion

Existe básicamente 2 reglas de plastificación para describir la modificación de la superficie de plastificación:

4.1.1.2.1 Endurecimiento Cinemático:

Describe una superficie de plastificación cuya forma se mantiene constante y se traslada en la dirección de la fluencia.

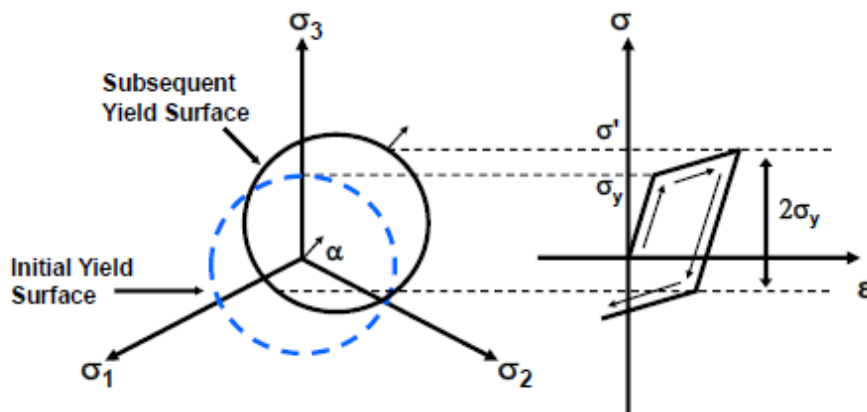


Ilustración 43. Endurecimiento Cinemático

Con esfuerzos uniaxiales, la deformación plástica producida en tensión provoca una reducción en la magnitud del esfuerzo de fluencia en

compresión, pero la diferencia entre los 2 esfuerzos de fluencia mantiene el valor de $2\sigma_y$ se mantiene.

4.1.1.2.2 Endurecimiento Isotrópico:

El endurecimiento isotrópico simula una expansión uniforme de la superficie de plastificación durante la fluencia.

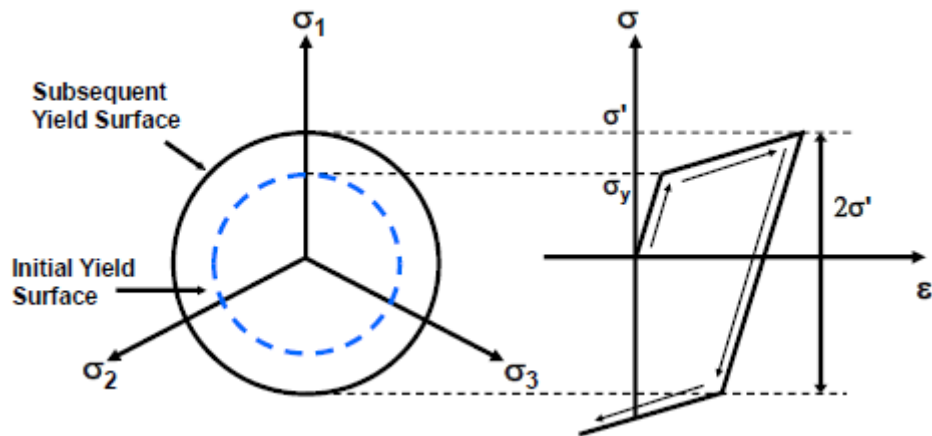
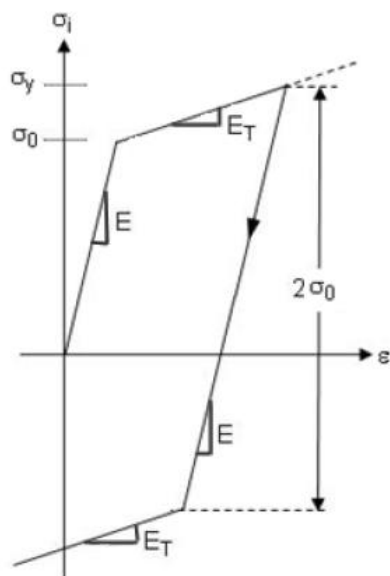


Ilustración 44. Endurecimiento Isotrópico

Apropiadas propiedades mecánicas son asignadas al acero A-36 a través de su modelación mediante una curva bilineal cuya regla de endurecimiento está asociada al endurecimiento cinemático.



La pendiente inicial de esta curva corresponde al Módulo de Elasticidad (E) de material, que para el acero corresponde a 200 000 Mpa, si se incrementa la carga más allá del límite elástico, el comportamiento inelástico del material estará

controlado por el Modulo Tangente (E_T) del material cuyo valor debe ser mayor a 1 (es decir no se aceptan pendientes negativas) y menor que el valor del Módulo de Elasticidad.

Tomando como base los datos entregados por NOVACERO y con la utilización de las ecuaciones desarrolladas por Rasmussen en 2002, que constituyen una variación a las relaciones originales determinadas por Ramberg y Osgood para predecir el comportamiento del acero a través de todo el rango de la curva esfuerzo versus deformación unitaria. La ecuación se presenta a continuación:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_o} + 0.002 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^n$$

Esta ecuación relaciona el módulo de elasticidad del material (E_o), el esfuerzo al cual se quiere determinar la deformación unitaria(σ), el esfuerzo al cual se determina el punto de fluencia (que por norma corresponde al 0.2%) ($\sigma_{0.2}$) y el parámetro n que representa la tasa de cambio de la curva en el paso del rango elástico al plástico.

El parámetro n se debe determinar mediante la relación de los esfuerzos en el límite de proporcionalidad caracterizado generalmente por la deformación unitaria al 0.01% y el esfuerzo de fluencia que por norma se calcula a través de una paralela a la curva en el rango elástica trazada a partir de la deformación unitaria al 0.2%. dicha relación se presenta a continuación:

$$n = \frac{\ln(20)}{\ln\left(\frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_{0.01}}\right)}$$

A pesar de que esta curva fue desarrollada específicamente para predecir el comportamiento del acero a través de parámetro iniciales conocidos como su módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y límite de proporcionalidad. Sin embargo, no deja de ser un método aproximado para la caracterización del comportamiento del material.

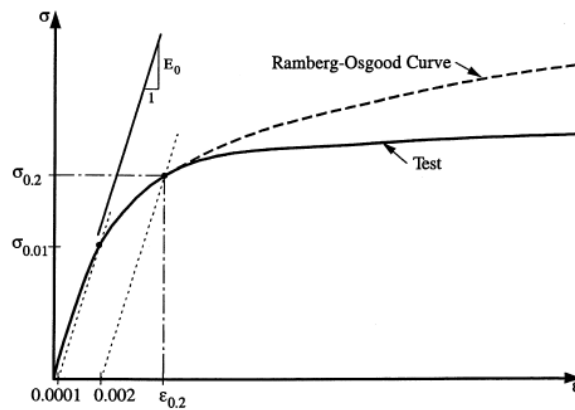


Ilustración 45. Precisión del método Ramberg-Osgood.

Los resultados de la modelación en base a los datos entregados por NOVACERO se presentan a continuación:

	Deformación unitaria	Esfuerzo
	mm/mm	Mpa
Rango elástico	0	150
Fluencia	0.001	310.1
Plástico	0.02	427

Tabla 9. Valores de resistencia del acero A-36.

Gráficamente la curva se representa de la siguiente manera:

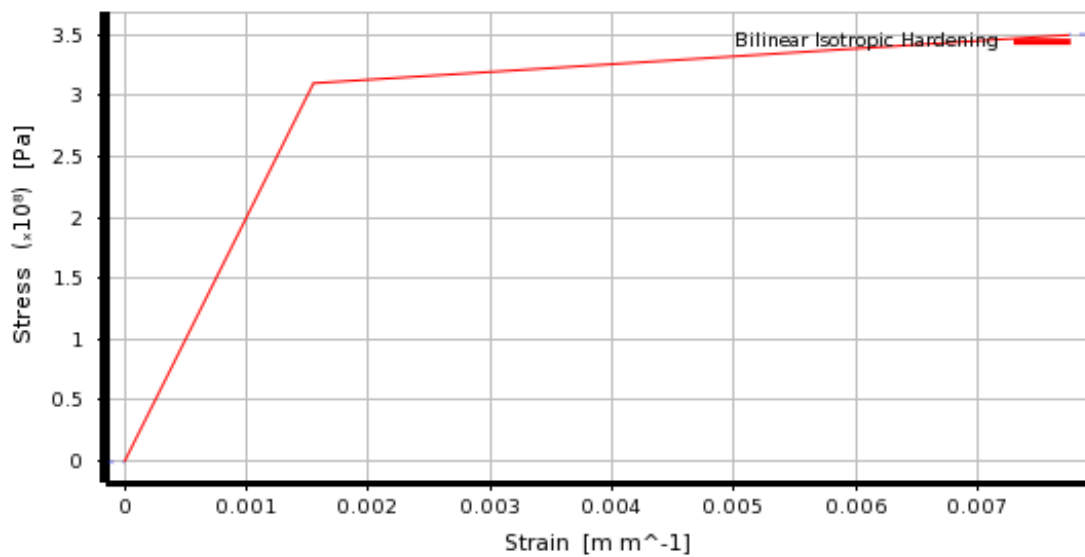


Ilustración 46. Curva bilineal esfuerzo vs deformación unitaria del acero A-36.

El modelo tangente (E_T) que controla las relaciones esfuerzo deformación dentro del rango inelástico del material tienen un valor de 6371.8 Mpa. Dicho valor corresponde a aproximadamente a $\frac{E}{31.4}$ y se compara con el valor presentado en la investigación de (Uribe Vallejo & Valencia Clement, 2009) en la cual indican que “...la curva esfuerzo-deformación que caracteriza al material de las vigas y las columnas es bilineal, con una pendiente en la zona plástica 30 veces menor que el módulo de elasticidad ($\frac{E}{30}$)”.

4.1.2 Modelación Geométrica de las conexiones:

Una vez que se han definido las relaciones que dominan el comportamiento del material, el siguiente paso es la modelación geométrica de los elementos que conforman la conexión.

En este caso utilizaremos el entorno 3D que presenta ANSYS, utilizando elementos tipo *SOLID 182* que se caracterizan como elementos cúbicos conformados por 8 nodos, presentan comportamiento al desplazamiento cuadrático, ya que cada nodo tiene 3 grados de libertad; traslación nodal en X, traslación nodal en Y y traslación nodal en Z.

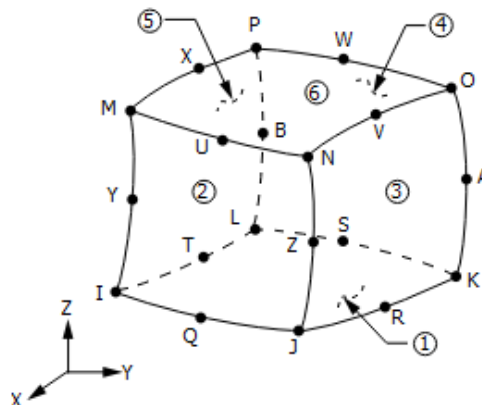


Ilustración 47. Elemento tipo SOLIS 182.

El resultado final de la representación geométrica de las conexiones está conformado por solidos tridimensionales, definidos por aproximadamente 2158 elementos tridimensionales, 15437 nodos cada uno con tres grados de libertad. Como se puede observar en la siguiente ilustración:

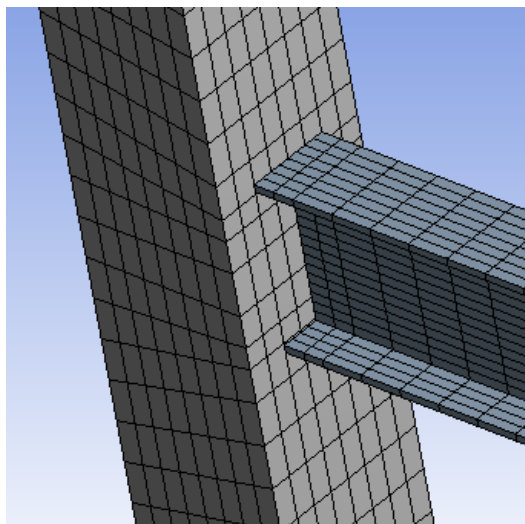


Ilustración 48. Modelación geométrica de la conexión en ANSYS v.16.

Estos modelos bastante detallados nos darán valores bastante aproximados al comportamiento real de la conexión tanto en esfuerzos, deformaciones unitarias y reacciones de los apoyos.

Otro aspecto importante dentro la modelación geométrica del material, es la simulación del comportamiento de la soldadura como elemento de contacto entre la viga y la columna. Para nuestro análisis en particular asumiremos que la soldadura es capaz de transferir los esfuerzos a través de las alas y alma de la viga hacia la columna sin presentar fallas que comprometan la capacidad de resistencia de la misma, es decir que no se analizaran los modos de falla de la conexión asociados con este fenómeno, ni la propagación de grietas a través de la soldadura para que la conexión sea capaz de desarrollar toda la resistencia de sus componentes estructurales.

Esto se modelará en ANSYS mediante la incorporación de elementos de contacto dentro de las zonas de transferencia de fuerza entre la viga y la columna de la conexión. En estas regiones de los elementos tridimensionales serán definidas a través de superficies conformadas por elementos tipo CONTACT 174 Y TARGET 170.

Este tipo de elementos mantienen la geometría del elemento tridimensional, pero sirven para un análisis más detallado de la transferencia de esfuerzos. Los nodos que forman parte de esta región mantienen también 3 grados de libertad.

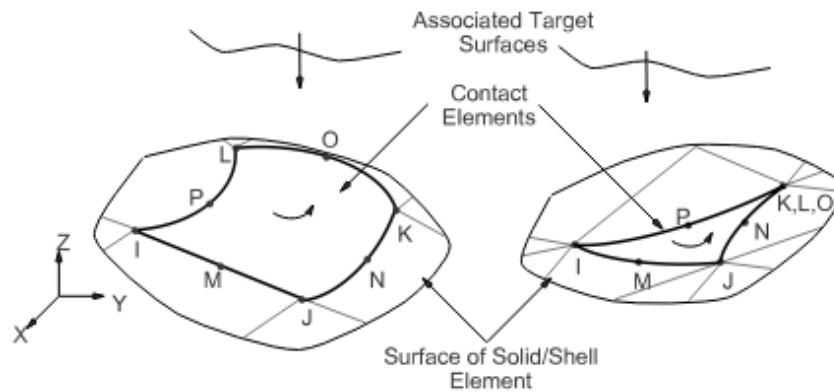
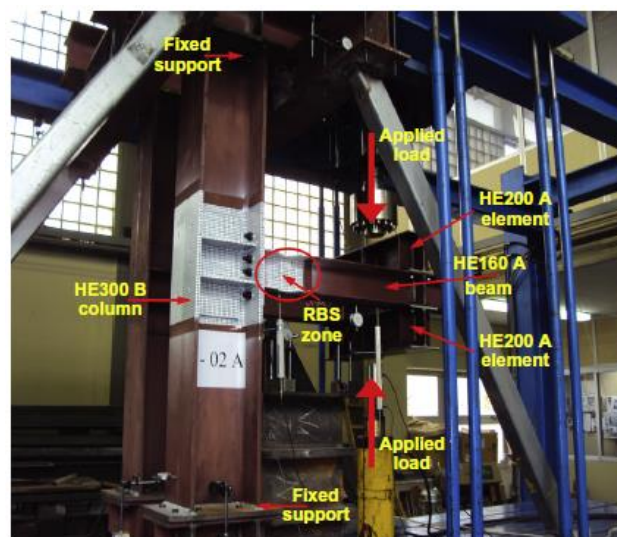


Ilustración 49. Contact surface para la modelacion de ANSYS.

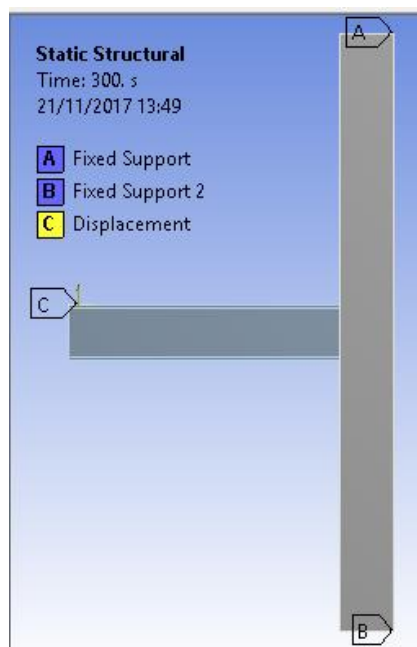
Una vez definida la geometría de la conexión el siguiente paso constituye la definición de las condiciones de apoyo a las cuales va a estar sometida la conexión durante el ensayo. Para esta definición nos basaremos en los esquemas experimentales presentados en otras investigaciones que nos conducirán a restringir los grados de libertad de los extremos de la viga y la columna de manera adecuada.

Para definir estas condiciones de apoyo nos basaremos en la configuración de laboratorio presentada por (Kalfas, Sofias, & Pachoumis, 2013), la cual se muestra a continuación:



Como se puede observar los extremos superior e inferior de la columna están restringido tanto a la traslación como rotación, es decir se consideran como empotrados. Y el extremo no conectado de la viga mantiene todos sus grados de libertad.

Esto se representa en ANSYS a través de la inclusión de apoyos tipo “*Fixed support*” los cuales restringirán la rotación y traslación de todos los nodos presentes en los extremos de la columna.



Y la carga estará aplicada al extremo libre de la viga, la cual tendrá una longitud de 1000 mm. Dicha carga estará definida en función del protocolo descrito en la norma americana AISC 341-10.

4.2 Análisis de conexiones:

4.2.1 Generalidades:

Una vez definidas todas las características del acero tanto en el rango elástico como en el plástico, además de definir las condiciones geométricas y de apoyo de la conexión, podemos especificar el protocolo de carga definido por las normas AISC 341-10 y FEMA 350 para simular las condiciones de calificación en la conexión.

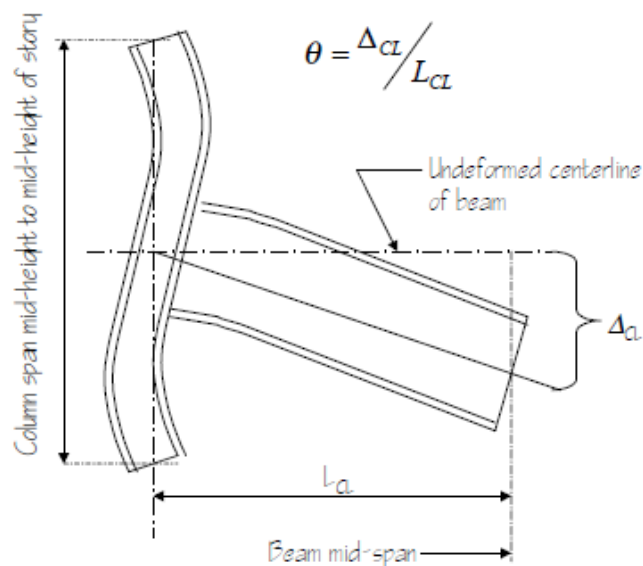
El protocolo usado es el definido por la Norma americana AISC 341-10, el cual relaciona los ciclos de carga aplicada con el ángulo de deriva que debe desarrollar la conexión. Dicho protocolo se presenta a continuación:

Protocolo del Carga			Lb:
Ciclos	Ángulo de Deriva	Deformacion al extremo de la viga en mm	1000
6	0.00375	3.75	
6	0.005	5	
6	0.0075	7.5	
4	0.01	10	
2	0.015	15	
2	0.02	20	
2	0.03	30	
2	0.04	40	
2	0.05	50	

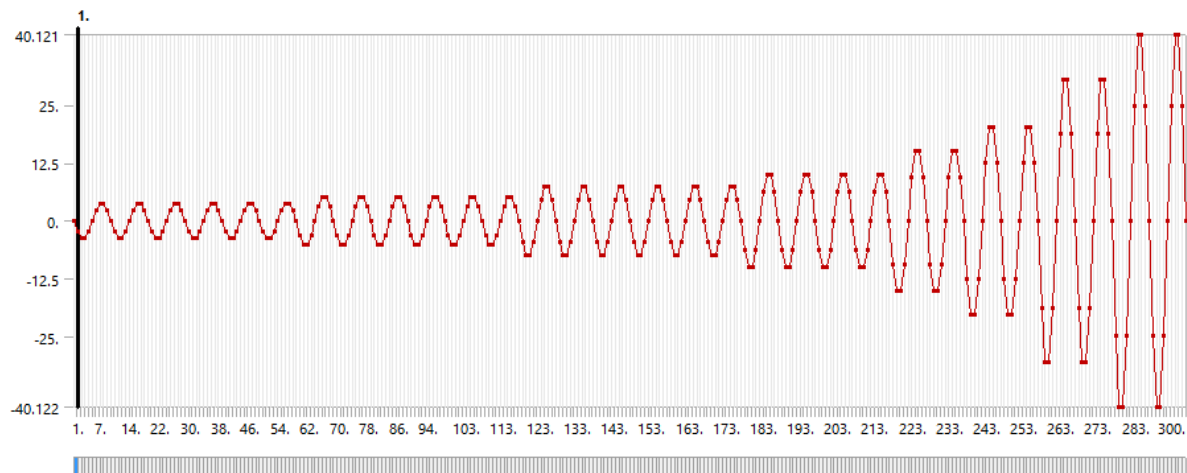
Tabla 10. Protocolo de carga para calificación de conexiones.

El protocolo de carga presentado, relaciona el ángulo de deriva que debe ser capaz de generar la conexión con un número determinado de ciclos de carga (positivos y negativos), dichos ciclos representan las solicitaciones locales que produce evento sísmico sobre las conexiones viga-columna, y fueron determinados en base a un estudio estadístico de varios eventos sísmicos ocurridos a través del tiempo a lo largo de los Estados Unidos

Debido a lo que los ángulos que forman parte del protocolo de carga son relativamente pequeños comparados con la longitud de la viga, su determinación considera que la tangente del ángulo (deriva) resulta igual al ángulo formado por el desplazamiento vertical del extremo de la conexión y la longitud total de la viga.



El protocolo de carga dentro de ANSYS se definió a través carga controlada por desplazamiento, cuya variación con respecto al tiempo se definió a través de una función sinusoidal cuya amplitud varia con respecto al tiempo, y la la misma que se presenta a continuación:



De este protocolo de carga cabe destacar que, aunque la norma no especifica una frecuencia a la cual se debe realizar la aplicación de carga en cada ciclo el American Technology Counsil (ATC) recomienda que la frecuencia adecuada para observar correctamente los mecanismos de plastificación y falla de la conexión debe ser de un ciclo cada 10 segundos, es decir 0.1 Hz.

El protocolo de carga se llevó a cabo hasta un ángulo de deriva igual a los 0,04 radianes ya que el parámetro de calificación de la conexión indica que la conexión debe ser capaz desarrollar al menos el 80% del momento plástico de la viga cuando el ángulo de deriva es igual a 0,04 radianes. Matemáticamente se puede expresar esto a través de la siguiente ecuación:

$$M_{0.04} \geq 0.8 M_{pv}$$

$$M_{0.04} \geq C_{pr} R_y Z_e F_y$$

4.2.2 Análisis de la Conexión:

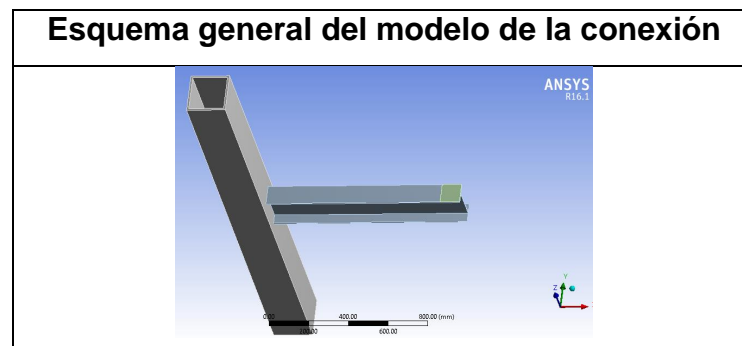
La calificación del desempeño sísmico de la conexión se evalúa a través de los resultados del ensayo anteriormente descrito, dichos resultados se presentan a través de las curvas Momento versus Rotación de la conexión, en la cual se puede definir la capacidad de la conexión para disipar energía a través del desarrollo de deformaciones inelásticas.

Se puede destacar dentro de los datos obtenidos a través del ensayo de calificación que la conexión empieza a desarrollar su comportamiento inelástico a partir de que el ensayo llega a una deriva de 0,01 radianes, siendo capaz de desarrollar deformaciones inelásticas debido a la fluencia del ala conectada con la viga.

Sin embargo, cabe destacar que un mejor desempeño inelástico está directamente influenciado por la plastificación completa de la viga, dicho comportamiento parte de la asunción de que la soldadura será capaz de transferir todos los esfuerzos efectivamente hacia la columna durante toda la duración del ensayo de precalificación. Esto permite obtener los valores los cuales se asocian con un criterio de falla dúctil, ya que la falla del material de base de la soldadura se produciría una reducción abrupta de la capacidad de carga de la conexión en cualquiera de los ciclos de carga de mayor amplitud es decir presentaría una falla frágil y dicha falla no es aceptada en el diseño antisísmico de un sistema resistente a momento.

El mecanismo de plastificación no es el esperado por el diseño antisísmico, ya que el modo de plastificación depende de la fluencia del ala de la columna conectada con la viga, producida por los efectos combinados de tracción y compresión que las alas de la viga transfieren a la columna en cada ciclo de carga, lo que limita a la conexión a presentar niveles aceptables de desempeño inelástico a través de la plastificación de la viga, desarrollando grandes niveles de deformación en la zona adyacente a la conexión con la columna lo cual se traduce en una mayor disipación de energía.

El proceso de calificación sigue las mismas condiciones anteriormente mostradas, así como la presentación de los resultados obtenidos luego de someter a la conexión al proceso de calificación especificado anteriormente.



4.2.4.1 Resistencia a la flexión de la conexión:

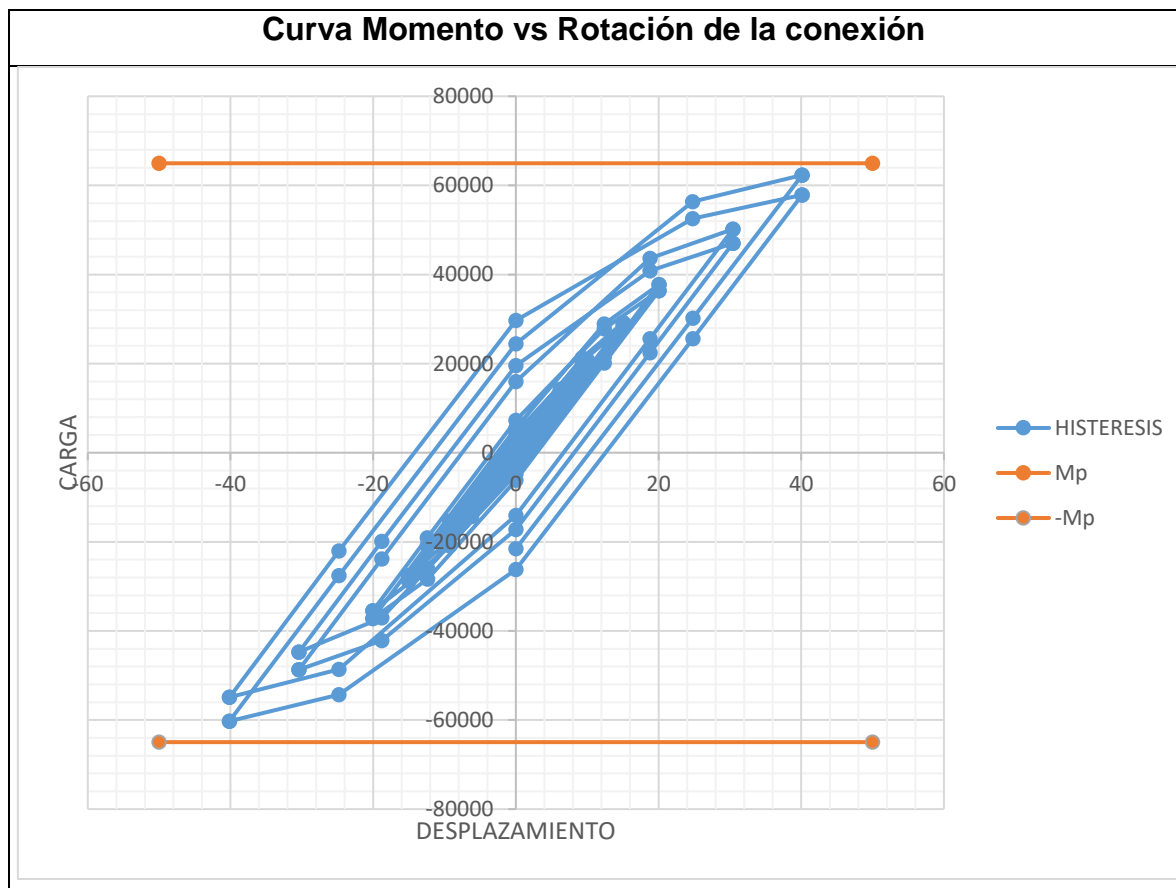
La capacidad a flexión de este tipo de conexiones está controlada principalmente por los efectos de fatiga que producen las solicitaciones de compresión y tracción de las alas de la viga sobre la cara de la columna tubular en cada ciclo de carga. Este fenómeno produce una redistribución de esfuerzos cuando la conexión incursiona dentro del rango inelástico, dicha respuesta está controlada principalmente por el desarrollo de la rótula plástica en la viga a una distancia cercana a la soldadura que une la viga con la cara de la columna.

$$M_{0.04} \geq 0.8 M_{pv}$$

$$6,35 \text{ Tn.m} \geq 0,8 \cdot 8,5 \text{ Tn.m}$$

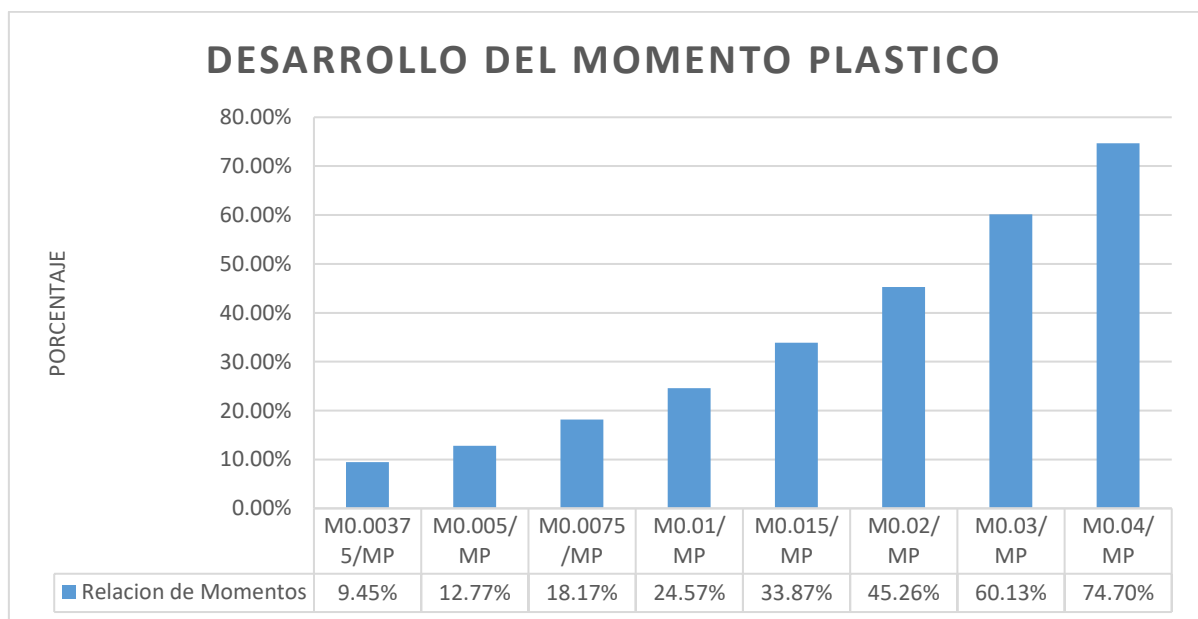
$$6.35 \text{ Tn.m} \geq 6,8 \text{ Tn.m}$$

Según los resultados obtenidos por la aplicación de la carga al extremo de la conexión, podemos determinar que la conexión no tiene la resistencia mínima suficiente para desarrollar la capacidad rotacional definida como adecuado por los organismos de control FEMA y AISC, ante la aplicación de cargas sísmicas.



En este caso no se observan mecanismos de plastificación severos dentro de los elementos estructurales viga o columna, esto se puede interpretar como que la conexión es flexible debido al reducido espesor de las alas de la columna, esto combinado con la asunción de que no se produce fallas o grites a lo largo de la soldadura que une la viga con la cara de la columna representa una respuesta idealizada de la conexión.

Como se describió anteriormente cada ciclo de carga demanda que la conexión sea capaz de desarrollar cierto nivel de resistencia a la flexión, como parámetro para definir esta resistencia la norma recomienda que la conexión sea capaz de desarrollar el 80% del momento plástico de la viga cuando la deriva es igual a 0,04 radianes. Como se puede observar en la ilustración, la demanda de resistencia incrementa a medida que la amplitud de los ciclos de carga aumenta también, el decir que los primeros ciclos de carga demandan una menos deformación vertical del extremo libre de viga con lo cual no se produce gran demanda de resistencia la conexión.

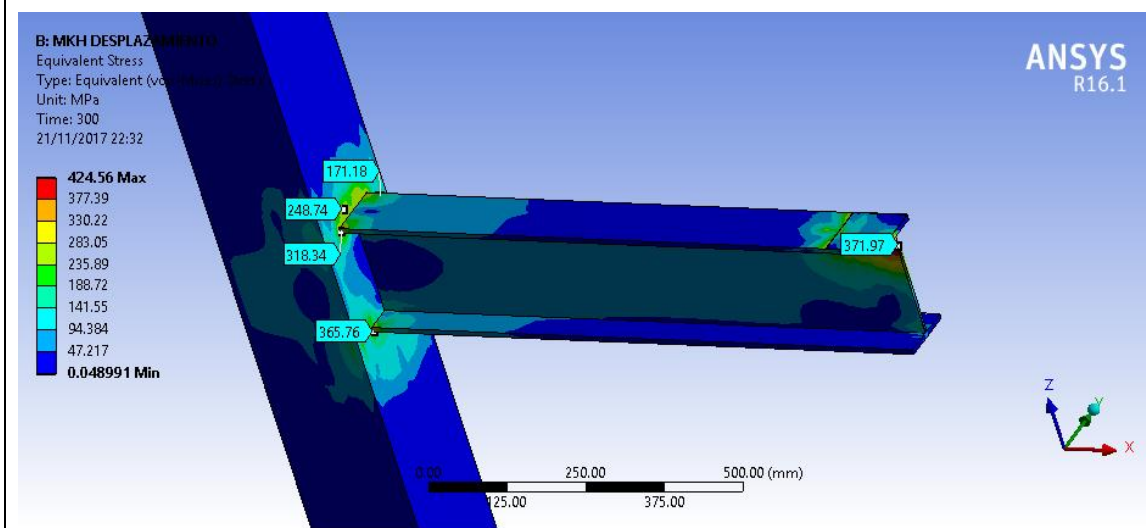


Sin embargo, a medida que avanzan los ciclos de carga la conexión empieza a desarrollar una mayor resistencia, la cual en la ilustración se compara con Momento Plástico de la viga M_p . Observándose principalmente que cuando el protocolo de carga alcanza el ángulo de deriva de 0,04 radianes la resistencia que es capaz de desarrollar la conexión es de 74,70% del momento plástico de la viga.

4.2.4.2 Esfuerzos y Desarrollo de deformaciones inelásticas:

Como se puede observar en la distribución de esfuerzos de Von-Misses sobre la conexión, la transmisión de esfuerzos se produce a través de las alas de la viga las cuales transmiten compresión y tracción a la cara de la columna. Estas solicitaciones se producen de la siguiente manera: cuando el ciclo de carga es positivo es decir que la carga se aplica al extremo de la viga tiene la misma dirección que el sentido positivo del eje Z, el ala superior comprime la cara de la columna y el ala inferior de la viga tracciona la cara de la columna. Al contrario, cuando el ciclo de carga es negativo la carga tiene la dirección contraria al sentido positivo del eje Z, el decir que el ala superior de la viga transmite tracción y el ala inferior transmite compresión.

Distribución de Esfuerzo equivalente de Von – Misses en la conexión.

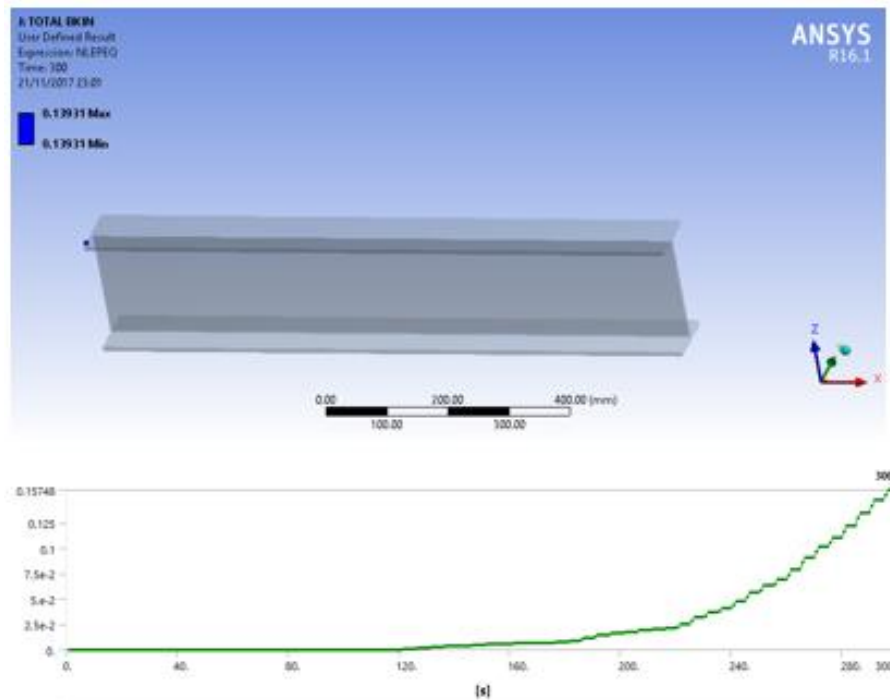


El efecto combinado de los esfuerzos de tracción y compresión producen que la cara de la columna se plastifique o que en su defecto la soldadura de penetración completa que une la viga con la columna se rompa, este fenómeno se produciría antes de que la conexión sea capaz de desarrollar su ductilidad a través de la formación de rotulas plásticas en la viga.

La propagación e iniciación de la fluencia producida por los efectos combinados que causa la acción de carga dinámicas sobre la cara de la columna se puede observar a continuación, en el cual podemos observar que la cara de la columna

empieza a desarrollar deformaciones inelásticas ante la aplicación de carga del protocolo empieza cuando la deflexión al extremo libre de la viga corresponde a 7.5 mm y aumenta cuanto mayor es la deflexión impuesta por los subsiguientes ciclos de carga.

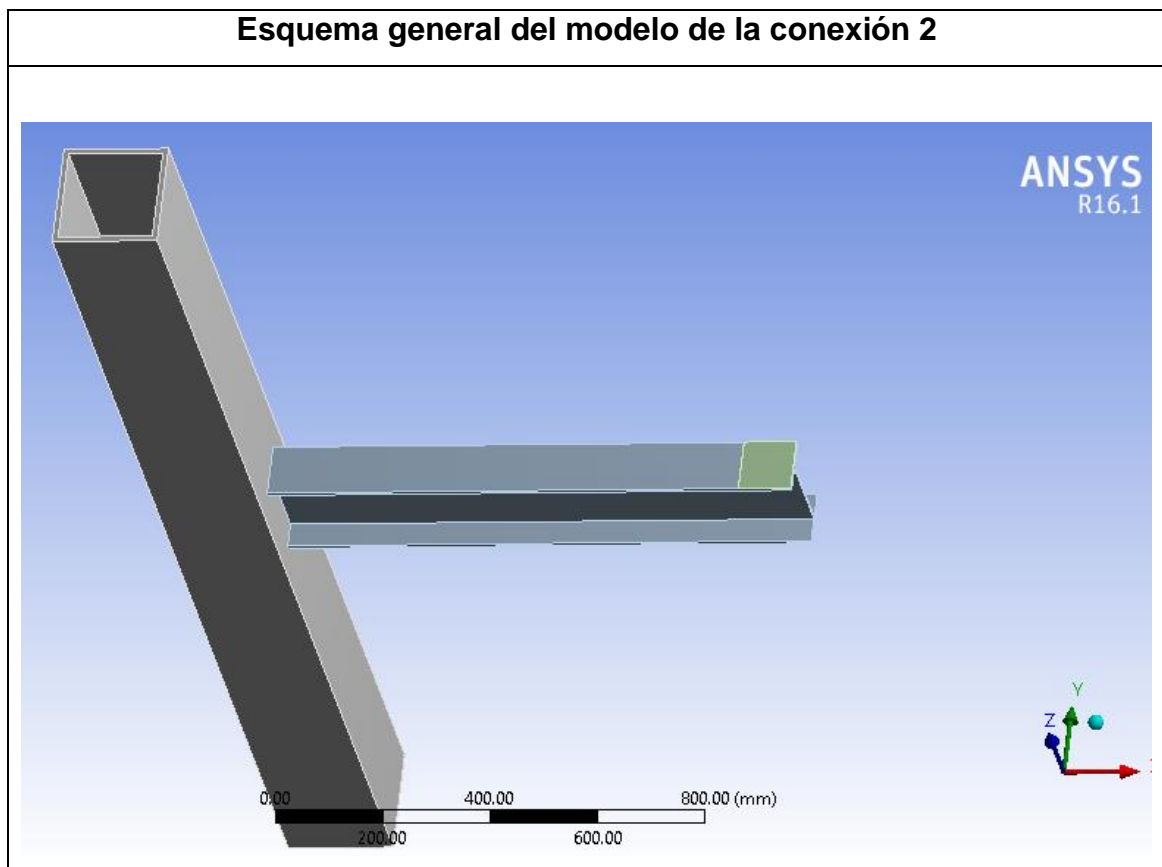
Variación de deformación inelástica en la cara de la columna a través del tiempo



Podemos concluir entonces en base a los análisis anteriormente realizados que el principal mecanismo de plastificación que presenta esta conexión, está constituido por la plastificación del ala de la columna sin la total capacidad de redistribuir los esfuerzos hacia la viga para el desarrollo de rotulas plásticas este fenómeno puede estar relacionado directamente con el espesor del ala de la columna. Si bien se exhibe niveles de aceptables de resistencia a la flexión, la curva histerética resulta muy estrecha es decir o es capaz de disipar grandes cantidades de energía debido a la poca capacidad inelástica que es capaz de desarrollar la conexión durante la aplicación de cargas dinámicas durante el ensayo de precalificación.

4.2.5 Análisis de la Conexión Soldada con columna 200x200x20:

Como como se pudo observar en la conexión anterior el espesor del ala de la columna parece tener una gran influencia sobre el mecanismo de plastificación de la conexión, por lo tanto, para profundizar el análisis de este tipo de configuraciones geométricas, en este caso se decidió aumentar el espesor del ala de la columna al doble es decir 20 mm, para ver si este cambio únicamente geométrico produce algún impacto en la capacidad rotacional de la viga y en el mecanismo de plastificación de la misma.



4.2.5.1 Resistencia a la flexión de la conexión:

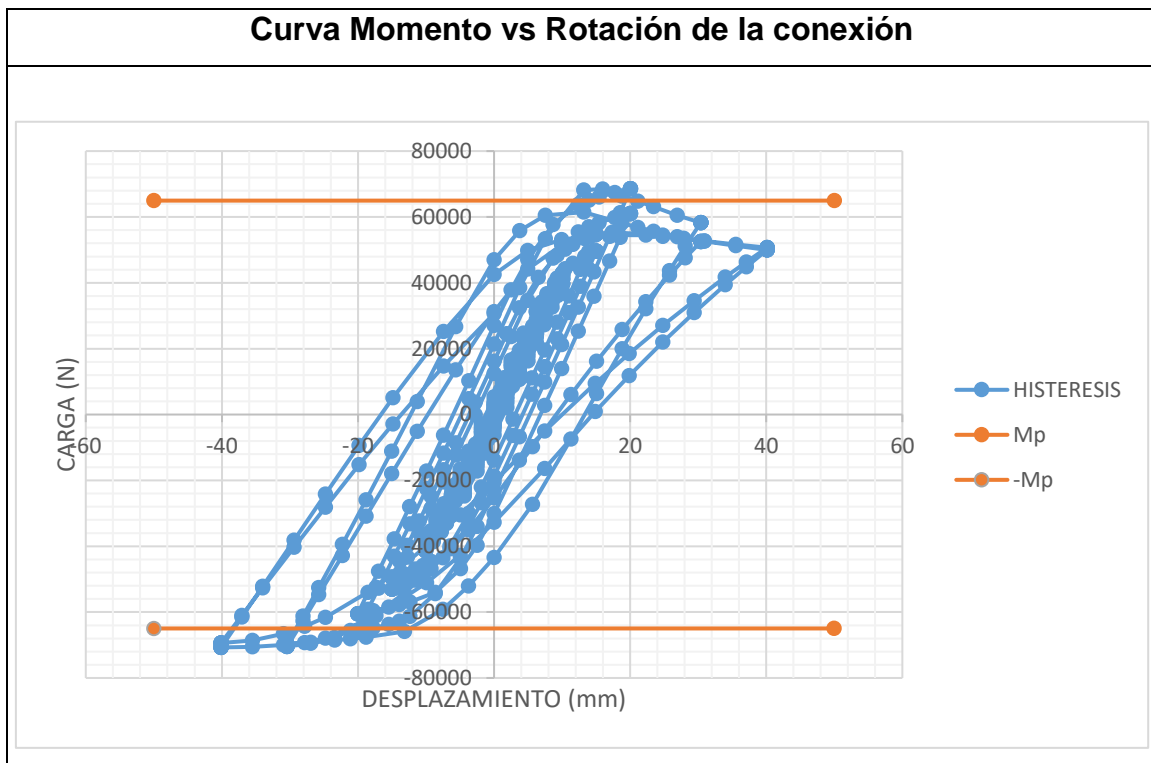
En este caso la resistencia de la conexión a la flexión presenta un comportamiento diferente a la conexión anterior como consecuencia del aumento del espesor del ala de la columna, ya que los bucles histeréticos de cada ciclo de carga cuando la viga incursiona dentro del rango inelástico presentan una mayor amplitud. Esto se debe a que la conexión al tener un mayor espesor en el ala de la conexión es capaz de redistribuir los esfuerzos hacia la viga logrando aumentar la magnitud de las deformaciones y esfuerzos inelásticos que caracterizan la respuesta de la conexión.

$$M_{0,04} \geq 0.8 M_{pv}$$

$$7,20 \text{ Tn.m} \geq 0,8 \cdot 8,5 \text{ Tn.m}$$

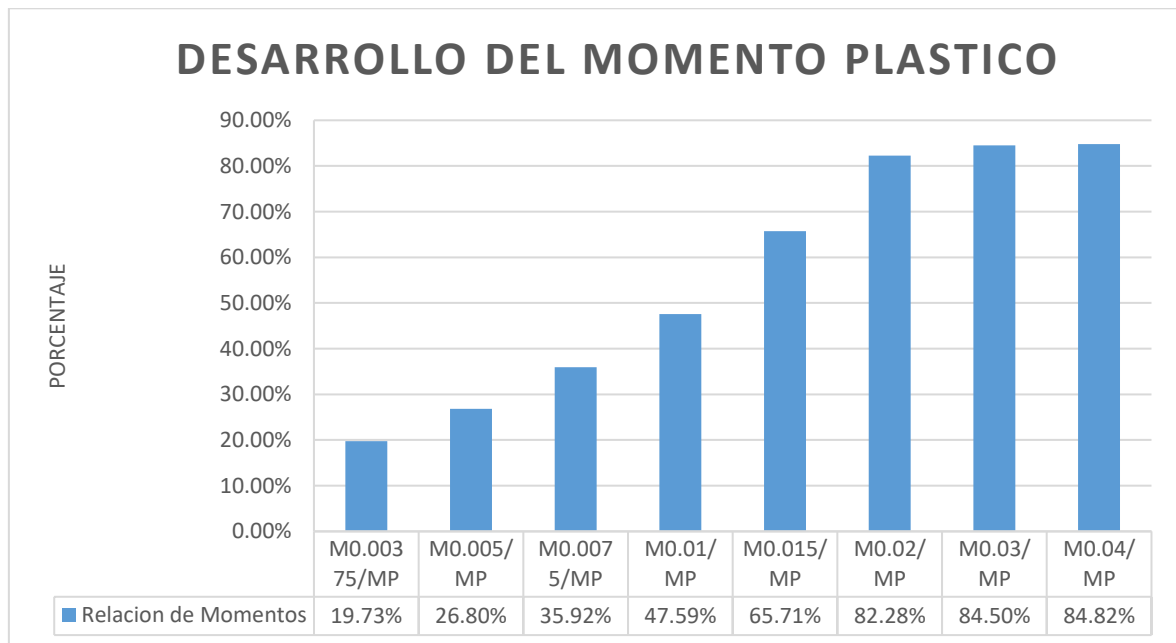
$$7,20 \text{ Tn.m} \geq 6,8 \text{ Tn.m}$$

En este caso en particular la conexión si cumpliría los requisitos mínimos de resistencia a la flexión impuestas como límite para asegurar un adecuado desempeño estructural, además de presentar un mejor desempeño inelástico ya que el daño se concentra en la viga y ya no en las alas de la columna. Esto se representa a través de la degradación de resistencia producida sobre la capacidad nominal de la conexión por la plastificación de la viga durante los dos últimos ciclos de carga, la cual produce una disminución de su capacidad rotacional en un 25,7%.



A pesar de esto el comportamiento exhibido por esta conexión resulta más satisfactorio con respecto a la conexión anteriormente analizada, ya que su capacidad de disipación de energía está asociada con la plastificación de la viga y no con la plastificación de la columna. Asumiendo como en todos los casos anteriores que la soldadura no influye en el desarrollo de las deformaciones plásticas dentro de la conexión.

Además de tener un adecuado modo de falla la conexión es capaz de aprovechar de mejor manera las características de resistencia de la viga, y así lograr alcanzar una mayor resistencia con respecto a la mínima requerida por la norma. El desarrollo de estos momentos resistentes de la conexión se muestra a continuación, normalizados con respecto al momento plástico de la viga.

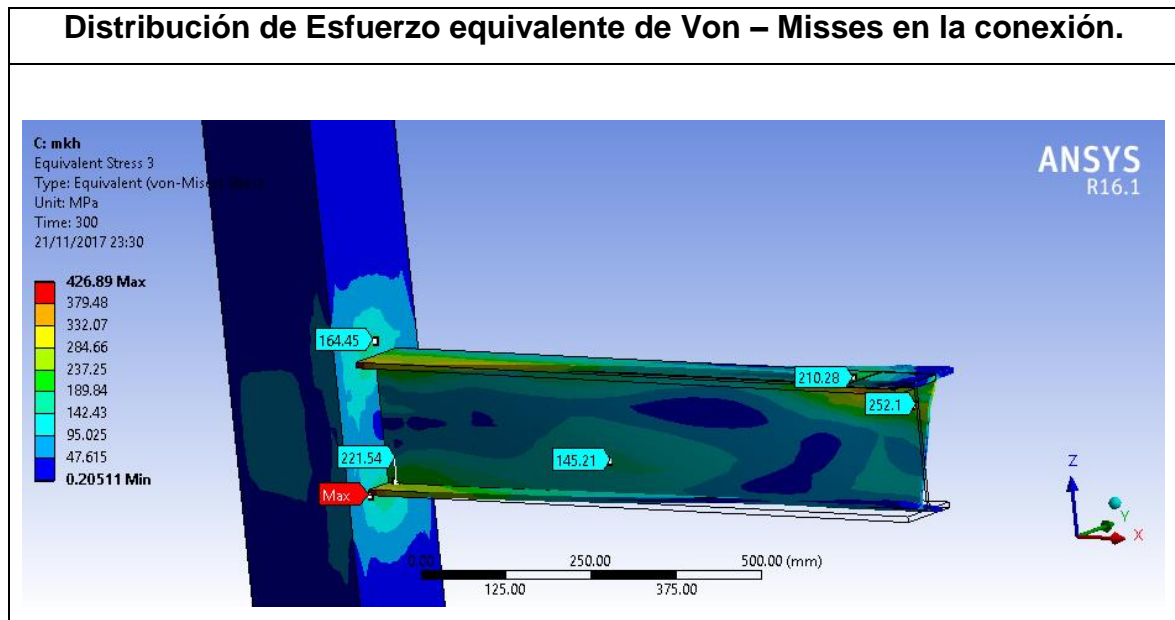


Como se puede observar, debido a la plastificación de la viga, la conexión no disminuye su capacidad de seguir resistiendo carga, ya que cuando la deriva corresponde a 0.02 radianes la conexión ya es capaz de desarrollar el 80% del Momento Plástico de la viga, aun así, sigue aumentando su resistencia los 2 próximos ciclos, aunque solo sea en un valor de 2% y 4% respectivamente, lo cual la convierte en una falla dúctil, ya que le permite seguir resistiendo carga sin la disminución de resistencia. Si el protocolo continuara hasta llegar a valor de deriva de 0,06 radianes el cual es considerado como estado limite en el cual la conexión debe seguir siendo capaz de resistir cargas gravitacionales, esta conexión cumpliría con ese parámetro ya que su resistencia no sería menor que el 20% del Momento Plástico de la viga.

4.2.5.2 Esfuerzos y Desarrollo de deformaciones inelásticas:

El desarrollo de esfuerzos a medida que se incrementa la fuerza y amplitud aplica en el extremo se presenta a continuación, en la cual se puede observar que debido al aumento del espesor del ala de la columna esta se mantiene en el rango elástico

durante toda la realización del ensayo. Esto produce que los esfuerzos que se transfieren a la viga a la zona cercana a la soldadura del ala superior e inferior de la viga, además se puede observar que los mayores valores se concentran junto a el ala inferior de la viga.



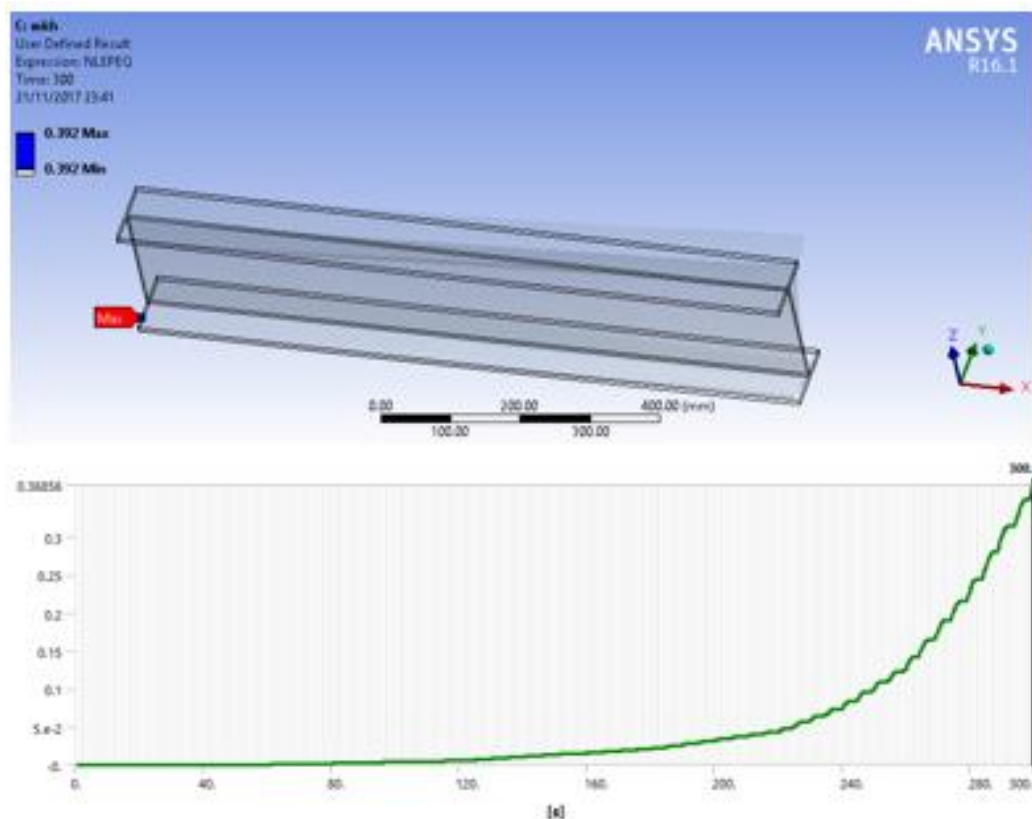
Se puede notar también que los esfuerzos en las zonas cercanas al ala inferior de la viga, ascienden a valores cercanos a la rotura del acero lo cual provoca que en este caso la redistribución de esfuerzos provoca la fluencia cercana a la rotura de los perfiles estructurales, esto se evidencia también en la degradación de resistencia de la conexión ya que en los dos últimos ciclos de carga la conexión pierde un 25,7% de su capacidad rotacional.

La consecuencia directa de estos grande esfuerzos y deformaciones inelásticos los cuales se presentan en la conexión es que la conexión es capaz de disipar mayor cantidad de energía debido a que su modo de plastificación se concentra en el daño de la viga. Sin embargo, los esfuerzos presentes cerca de la soldadura entre la viga la columna nos indica que si existirá daño o agrietamiento en esta zona que comprometerá también la capacidad rotacional de la conexión.

Al igual que los esfuerzos existe una gran concentración de deformaciones unitarias cerca al extremo soldado de la viga, debido redistribución de esfuerzos que se

concentran cerca del ala inferior de la viga, dichas deformaciones están asociadas a la gran demanda inelástica a la cual va a estar sometida esta zona.

Variación de deformación inelástica en la zona a través del tiempo



Al igual que en el análisis anterior, las deformaciones inelásticas en esta conexión se empiezan a producir cuando la deformación al extremo de la viga es igual a 7,5 mm (es decir que la deriva aplicada es de 0.0075 radianes) y se incrementan gradualmente conforme aumentan las deformaciones al extremo libre de la viga. Estas aumentan en gran medida debido a la fluencia en la viga provocada por los siguientes ciclos de carga.

Ante los resultados presentados por los modelos de conexiones realizados en el software ANSYS podemos concluir que la falta de detallamiento en este tipo de conexiones, provoca que su modo de falla y modo de plastificación este controlado

por la transferencia de esfuerzos entre la viga y la columna, en el cual si aspectos como la inadecuada selección de la sección transversal de la columna producirá un gran impacto dentro de todo el desempeño de la conexión, así también se debe prestar especial atención a la calidad de la soldadura que une estos dos elementos, ya que su falla provocaría una repentina disminución en la capacidad de resistir momento de la conexión, lo cual ante la acción severa de un sismo podría producir el colapso de la estructura.

Capítulo 5: Conexiones a Escala Reducida

5.1 Introducción:

Como se indicó anteriormente el desempeño de las conexiones ante solicitaciones dinámicas se evalúa a través de la realización de ensayos a escala real, sin embargo, en el Ecuador no se cuenta con la infraestructura suficiente para lograr realizar este tipo de evaluaciones, y los métodos analíticos no representan de manera precisa el modo de plastificación y falla de las conexiones. Por lo tanto, los modelos estructurales a escala reducida se convierten en una herramienta la cual nos permita realizar estos análisis con un nivel de precisión adecuada.

Los modelos estructurales facilitan la obtención de este tipo de información ya que incorporan grandes beneficios sobre la realización de ensayos a escala real. El principal es la reducción de los costos directos relacionados el estudio, tanto por la disminución del material para la construcción de los modelos, como el equipamiento de laboratorio utilizado para el proceso de evaluación de los mismos. Por otra parte, una de las principales desventajas de este tipo de análisis es el tiempo que se debe invertir en la planificación, construcción, evaluación e interpretación de los modelos, ya que se debe planificar cuidadosamente cada aspecto del estudio, porque al tratarse de modelos físicos cualquier variación una vez empezado el proyecto es casi imposible, o producirá una gran dificultad dentro de la realización de los ensayos.

Una vez determinada la necesidad de realizar ensayos a escala reducida debido a que los modelos analíticos no logran determinar con precisión la respuesta esperada o no se tiene la total certeza de que el resultado obtenido es el esperado, se debe determinar qué tipo de resultados o de análisis se espera lograr del estudio,

para en base a esos resultados construir los modelos que produzcan la mayor eficiencia en la obtención de dichos resultados. En este caso necesitamos conocer el comportamiento completo de las conexiones metálicas no precalificadas, por lo tanto, utilizaremos modelos directos de ultima resistencia que nos ayuden a predecir su comportamiento completo a través del rango elástico hasta llegar al modo de falla del modelo.

Para lograr un modelo directo de ultima resistencia que nos permita determinar de manera real el comportamiento de la conexión, utilizaremos conexiones metálicas de acero A-36 construidas a escala reducida, es decir que escogeremos una escala geométrica que sea compatible con la capacidad del equipamiento presente en el laboratorio de materiales de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, el cual es el principal limitante y la motivación de realizar este análisis.

El aspecto más importante de los modelos de conexiones columna tubular-viga "I" construidos a escala reducida, es determinar su capacidad de representar efectivamente el comportamiento de las conexiones a escala real. Esto se logra correlacionando los resultados de los ensayos a través de las leyes de similitud determinadas a partir del análisis dimensional del fenómeno físico para el cual se necesita obtener los resultados entre el modelo a escala reducida y el prototipo. Si es que alguna de estas leyes de similitud no se llega a cumplir el modelo sería considerado como "distorsionado", sin embargo y como la teoría de modelos lo indica, existe modelos en los cuales a pesar de que no existe similitud completa entre el modelo y el prototipo, igual logran representar los resultados obtenidos a partir de las leyes de similitud originales.

Las leyes de similitud se expresan matemáticamente a partir de la siguiente expresión

$$\pi_{nm} = \pi_{np}$$

Es decir que los grupos adimensionales π_i , determinados a partir de la aplicación del teorema π_i -Buckinham, son iguales tanto para el modelo como para el prototipo. Si juntamos todos los grupos adimensionales para todas las variables relevantes determinadas dentro del análisis se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\varphi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})}{\varphi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})} = 1$$

En la cual si la similitud completa se cumple, el valor de la constante φ será igual a 1.

Si el modelo no cumple todas leyes de similitud, el decir no todos los valores de $\pi_{nm} = \pi_{np}$ son iguales, el modelo presentara distorsión precisamente en los parámetros para los cuales dichas leyes no se cumplen. Aunque dicha distorsión puede no ser considerada dentro del análisis echo para relacionar modelo y prototipo, sí es que el resultado de dichas distorsión no afecta en gran medida los resultados obtenidos para las variables de mayor relevancia dentro del análisis, las cuales se consideran como de primer orden.

La omisión del cumplimiento de estas similitudes provoca que la constante φ no sea igual a 1, como la distorsión entre el modelo y prototipo no es tan grande entonces se considera que el valor de φ es aproximadamente igual a 1

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{\varphi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{np})}{\varphi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{nm})} \neq 1$$

$$\varphi \approx 1$$

5.2 Definición de los grupos adimensionales π_i

La formación de los grupos adimensionales parte de la condición de que el fenómeno analizado relaciona a las variables mediante una ecuación dimensionalmente homogénea, la cual es este caso utilizaremos la ecuación para determinar la deformación del extremo de una viga empotrada, la cual se presenta a continuación:

$$\delta = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

Dicha ecuación es dimensionalmente homogénea, y nos permitirá relacionar la fuerza y desplazamiento del extremo de la viga. Cabe destacar que esta ecuación se utiliza para determinar la deflexión al extremo de una viga empotrada ante la aplicación de una carga estática dentro del rango elástico, sin embargo, se utilizara

haciendo un par de consideraciones, la primera es que la frecuencia de aplicación de carga es tan lenta (0,1 Hz) que los efectos dinámicos no representan gran variación en la respuesta de la conexión es decir que realmente la aplicación de la carga se considera como estática. La segunda condición es que la plastificación de la conexión no llega a tener gran impacto del deterioro de rigidez de la conexión.

Utilizando el análisis dimensional para relacionar estas variables en grupos adimensionales π_i , su determinación se presenta a continuación:

- Primero enlistaremos todas las variables de la ecuación, y las escribiremos en función de sus dimensiones fundamentales.

	δ	P	L	E	I
F	0	1	0	1	0
L	1	0	1	-2	4

- A continuación, seleccionaremos las variables que consideraremos como dimensionalmente independientes. Para este caso serán el módulo de elasticidad (E), y la longitud de la viga (L), escogemos solo dos debido a que el número de variables dimensionalmente independientes (j) debe ser igual al número de dimensiones fundamentales que en este caso corresponde a la fuerza y longitud. A las variables dimensionalmente independientes las agruparemos con las variables restantes para obtener los demás grupos adimensionales.
- Relacionando el desplazamiento al extremo libre de la viga (δ), módulo de elasticidad (E), y la longitud de la viga (L).

$$\pi_1 f(\delta, E, L)$$

$$\pi_1 = \delta \cdot E^a \cdot L^b$$

$$F^0 \cdot L^0 = L^1 \cdot (F \cdot L^{-2})^a \cdot L^b$$

$$F^0 \cdot L^0 = L^1 \cdot F^a \cdot L^{-2a} \cdot L^b$$

$$\mathbf{L:} \quad 0 = 1 - 2a + b$$

$$b = -1$$

$$\mathbf{F:} \quad a = 0$$

Entonces:

$$\pi_1 = \frac{\delta}{L}$$

Este término adimensional, se puede entender como la rotación que sufre la conexión, y permite representar su relación adimensional con el coeficiente adimensional de carga, para poder definir su variación durante todo el ensayo tanto en el modelo como en el prototipo.

- Relacionando la carga (P), módulo de elasticidad (E), y la longitud de la viga (L).

$$\pi_2 f(P, E, L)$$

$$\pi_2 = P \cdot E^a \cdot L^b$$

$$F^0 \cdot L^0 = F^1 \cdot (F \cdot L^{-2})^a \cdot L^b$$

$$\mathbf{L:} \quad 0 = -2a + b$$

$$b = -2$$

$$\mathbf{F:} \quad 0 = 1 + a$$

$$a = -1$$

Entonces:

$$\pi_2 = \frac{P}{E \cdot L^2}$$

Este grupo adimensional, es considerado como la relación que mantiene la carga aplicada en el extremo libre de la viga, y la cual incrementa a través del tiempo, con su longitud y módulo de elasticidad los cuales serán valores constantes tanto para el modelo como para el prototipo.

- Relacionando la inercia de la viga (I), módulo de elasticidad (E), y la longitud de la viga (L).

$$\pi_3 f(I, E, L)$$

$$\pi_3 = I \cdot E^a \cdot L^b$$

$$F^0 \cdot L^0 = L^4 \cdot (F \cdot L^{-2})^a \cdot L^b$$

$$\mathbf{L:} \quad 0 = 4 - 2a + b$$

$$b = -4$$

$$\mathbf{F:} \quad a = 0$$

Entonces:

$$\pi_3 = \frac{I}{L^4}$$

Este término adimensional permite representar la condición de similitud geométrica entre el modelo y el prototipo, ya que la relación entre inercias entre el modelo y el prototipo debe ser igual al factor de escala geométrica elevado a la cuarta potencia δL^4 . Comparando las inercias del modelo y el prototipo se obtienen las siguientes relaciones:

$$\frac{\text{Inercia del modelo}}{\text{Inercia prototipo}} = \frac{382106,67 \text{ mm}}{6113706,67 \text{ mm}}$$

$$\text{relacion de inercias} = 16 = S_L^4$$

Con la relación anteriormente presentada, se puede concluir que el modelo y el prototipo son geoméricamente similares.

Los grupos adimensionales definidos anteriormente serán utilizados para relacionar los datos obtenidos en los ensayos de los modelos físicos. Sin embargo, la determinación de los valores para los factores de escala que nos ayuden a ponderar los resultados de los modelos a escala reducida con los obtenidos a escala real, se tomaran de la tabla 2.11 presentada en el libro “Estructural Modeling and Experimental Techniques” de los autores (Harris & Sabnis, 2000).

Estos factores de escala presentados, se utilizan para modelos estructurales sometidos a sollicitaciones sísmicas, en estos factores cabe aclarar que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\left(\frac{g \cdot \rho \cdot l}{E}\right)_m = \left(\frac{g \cdot \rho \cdot l}{E}\right)_p$$

Dicha condición se cumpliría entre el modelo y el prototipo si están contruidos por el mismo material, ya que se cumplirían las condiciones de igualdad para peso

específico y módulo de elasticidad sean iguales. La segunda condición corresponde a la similitud geométrica entre el modelo y el prototipo.

TABLE 2.11 Summary Factors for Earthquake Response of Structures					
			Scale Factors		
			True Replica Model	Artificial Mass Simulation	Gravity Forces Neglected Prototype Material
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Loading	Force, Q	F	$S_E S_L^2$	$S_E S_L^2$	S_L^2
	Pressure, q	$F L^{-2}$	S_E	S_E	1
	Acceleration, a	$L T^{-2}$	1	1	S_L^{-1}
	Gravitational acceleration, g	$L T^2$	1	1	Neglected
	Velocity, v	$F L^{-2}$	$S_L^{1/2}$	$S_L^{1/2}$	1
	Time, t	T	$S_L^{1/2}$	$S_L^{1/2}$	S_L
Geometry	Linear Dimension, l	L	S_L	S_L	S_L^{-1}
	Displacement, s	L	S_L	S_L	S_L
	Frequency, w	T^{-1}	$S_L^{1/2}$	$S_L^{1/2}$	S_L^{-1}
Material properties	Modulus, E	$F L^{-2}$	S_E	S_E	1
	Stress, σ	$F L^{-2}$	S_E	S_E	1
	Strain, ε	-	1	1	1
	Poisson's Ratio, ν	-	1	1	1
	Mass density, ρ	$F L^{-4} T^2$	S_E / S_L	1	1
	Energy, EN	$F L$	S_L^{-1}	S_L^{-1}	S_L^{-1}

En la tabla se presenta los factores a escala para modelos los cuales cumplen todas las leyes de similitud, es decir que cumplen con las condiciones ideales entre el modelo y el prototipo, dicho factores se encuentran enlistados en la columna **(4)**. Para modelos distorsionados pero que cumplen con similitud de primer orden entre el modelo y el prototipo se presenta factores de escala si la variación proviene de dos distorsiones principales, la primera corresponde a los modelos en los cuales no se ha podido reproducir de manera adecuada los efectos de las cargas gravitacionales, dichos factores se presentan en la columna **(5)**, la segunda distorsión esta generada por la diferencia entre la masa o peso específico de los materiales utilizados en el modelo y prototipo y se presenta en la columna **(6)**.

En este caso utilizaremos los factores de escala que nos permitan relacionar las fuerzas y desplazamientos producidos en modelo, y poder extrapolarlos hacia el prototipo. El factor de escala para fuerza se define como:

$$S_F = S_E \cdot S_L^2$$

Y el factor de escala para desplazamientos corresponde a:

$$S_\delta = S_L$$

Si el material que se utiliza para la construcción del modelo corresponde al mismo con el cual será construido el prototipo, el factor de escala entre los módulos de elasticidad sería igual a 1 ($S_E = 1$). Lo cual convierte a los factores de escala en una relación lineal y cuadrática de la escala geométrica seleccionada para el modelo.

Estos factores de escala corresponderían a los mismos utilizados por (Wallace & Krawinkler, 1989) los cuales indican que “... todos los resultados fueron escalados para el tamaño del prototipo. Este escalamiento fue echo multiplicando lo desplazamiento del modelo por el valor de escala geométrica, las fuerzas del modelo para la escala geométrica al cuadrado y los momentos del modelo para la escala geométrica al cubo.” Los cuales guardan concordancia con los valores seleccionados.

5.3 Comparación de los factores de escala

Para comprobar estos factores construiremos un modelo a escala y un prototipo, y cuyos resultados se relacionarán mediante los factores de escala anteriormente presentados. Cabe destacar que algunas simplificaciones se realizaran en función de las limitaciones que presenta el equipamiento del Laboratorio de materiales de la PUCE.

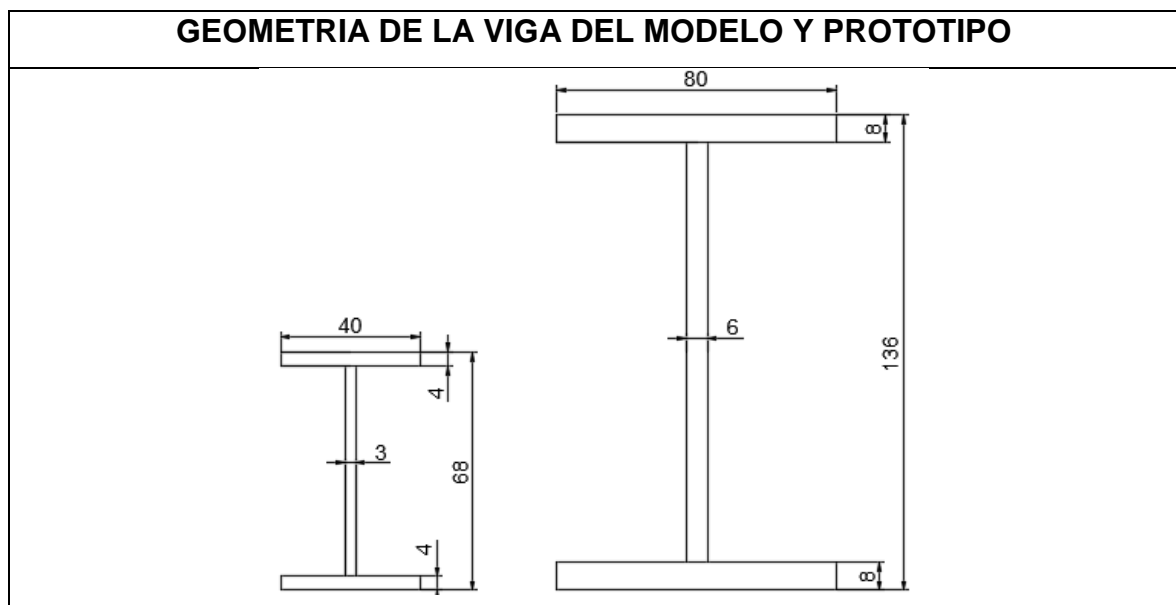
Dichas limitaciones corresponden a la imposibilidad de someter a las conexiones a una sollicitación dinámica, ya que la máquina de compresión simple presente en el laboratorio no permite aplicar carga en el sentido positivo (+) y después invertirla hacia el rango negativo (-). Sin embargo, ante esta limitación la solución es realizar un ensayo monotónico sobre la conexión, el cual nos permitirá determinar los

modos de plastificación y falla de la conexión, además de comprobar si los modelos a escala concuerdan con los propuestos para relacionar la fuerza y los desplazamientos en la conexión.

El modelo y el prototipo fueron contruidos para que mantengan similitud geométrica, además de usar el mismo material para los dos, acero A-36. La similitud geométrica se interpreta como “un modelo y un prototipo son geoméricamente similares únicamente si todas las dimensiones en los tres ejes coordenados están afectados por el mismo factor de escala”. (White, 2011)

Cualquier variación geométrica que se le realice a un modelo a escala, debe ser justificada y se debe determinar que su influencia no afecta en la respuesta del modelo, ya que puede constituir en grandes variaciones en los resultados.

Para cumplir el requisito de similitud geométrica, el modelo y el prototipo fueron contruidos a partir de planchas de acero A-36, asegurando que el espesor de cada plancha tenga un equivalente comercial con la requerida por el prototipo. Las geometrías de la viga y la columna del modelo y el prototipo. se presentan a continuación:



Cabe destacar que cada dimensión está afectada por el mismo factor de escala el cual se ha escogido para este caso igual a dos

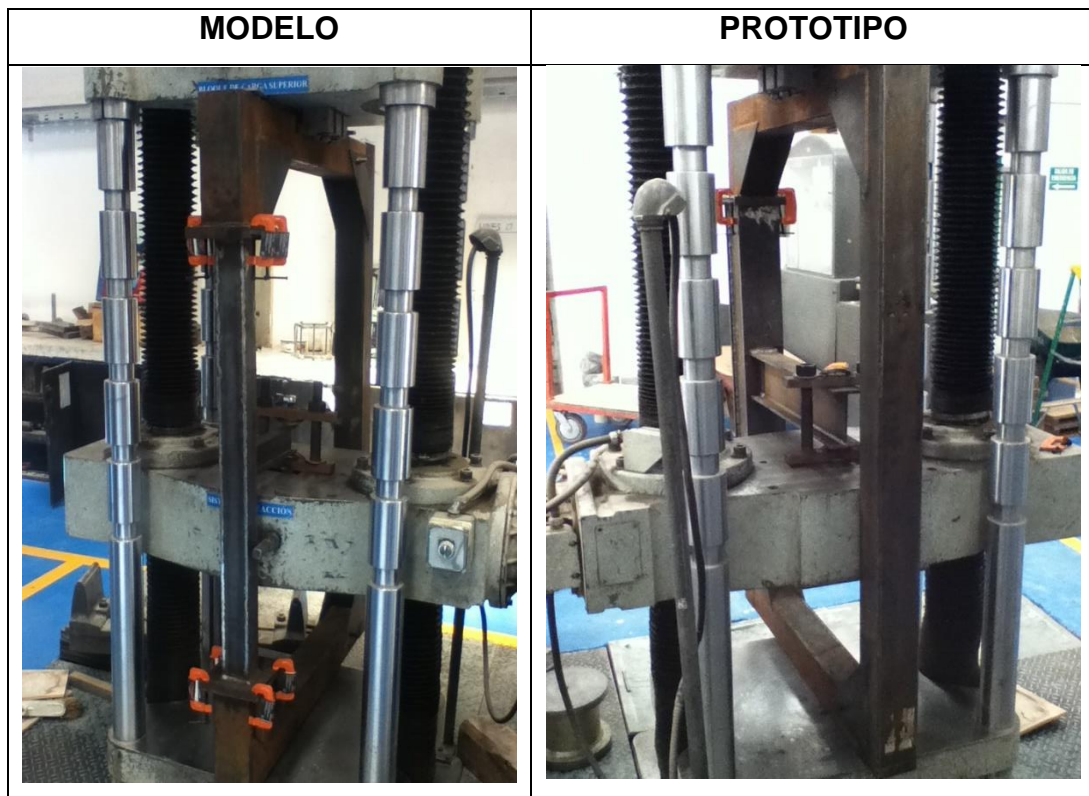
$$S_L = 2$$

Otro factor a tomar en consideración es la similitud cinemática, la cual requiere que la escala geométrica y la escala de tiempo sean iguales, estas dos condiciones aseguran que la escala de velocidad sea la misma para el modelo y el prototipo. Mas formalmente la similitud cinemática se define como “Los movimientos de dos sistemas son cinemáticamente similares si partículas homologas se encuentran en posiciones homologas en tiempos homólogos” (White, 2011). Dicha condición se cumple en este caso si la velocidad con la que se aplica la carga al extremo libre de la viga es la misma tanto para el modelo como para el prototipo.

Además de la similitud cinemática se debe cumplir la similitud dinámica la cual requiere que la escala geométrica, escala de tiempo y escala de fuerza sean iguales en el modelo y el prototipo. Es decir que sucede a la par con la similitud geométrica y similitud cinemática, y se comprueba a través de la igualdad de los coeficientes de fuerza o presión en ambos casos. El coeficiente de fuerza que utilizaremos en este caso corresponderá a $\pi_2 = \frac{P}{E \cdot L^2}$.

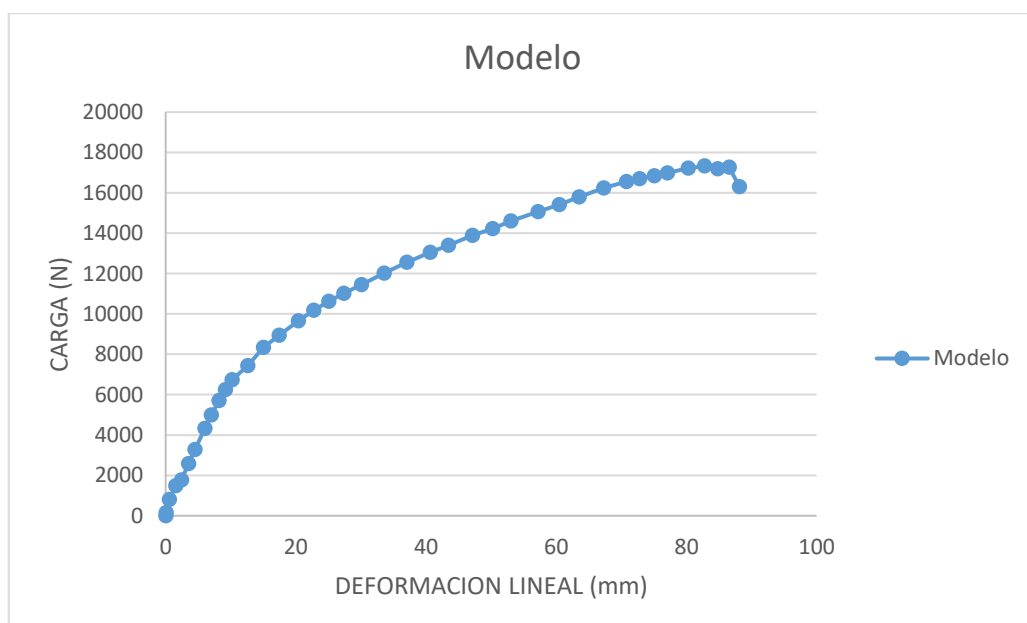
5.4 Presentación de los resultados del modelo y prototipo:

Una vez determinada la escala geométrica entre el modelo y prototipo su construcción se realizó armando los perfiles seleccionados a partir de placas de acero A-36, las cuales mantienen similitud geométrica en cada una de sus dimensiones. Aunque se cumple la similitud geométrica completa entre cada dimensión del modelo y prototipo no se pudo obtener una réplica exacta en los modelos debido a limitaciones en la técnica utilizada para la construcción de los modelos, ya que no se modeló el ancho de la soldadura debido a que este proceso requiere de procedimientos especiales de suelda como el TIG (Tungsten Inert Gas) que es un proceso que permite escalar el ancho efectivo de la soldadura a través de un electrodo de tungsteno. Imprecisiones como esta pueden insertar variaciones en los resultados obtenidos para cada modelo y prototipo, ya que si se quieren refinar los resultados obtenidos mediante este análisis la única manera de lograrlo es refinando los detalles del modelo físico.



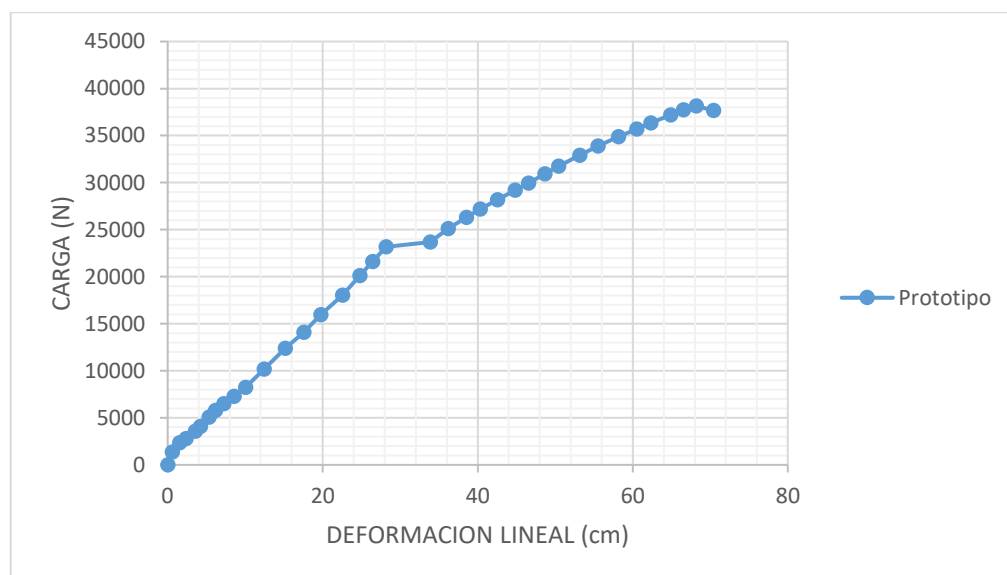
Los modelos fueron ensayados aplicando una carga monotónica en el extremo libre de la viga, y llevada hasta la falla o plastificación de sus componentes estructurales, aplicado el mismo ángulo de deriva en ambos casos, con la misma velocidad de carga.

Los resultados de los ensayos para el modelo se presentan a continuación



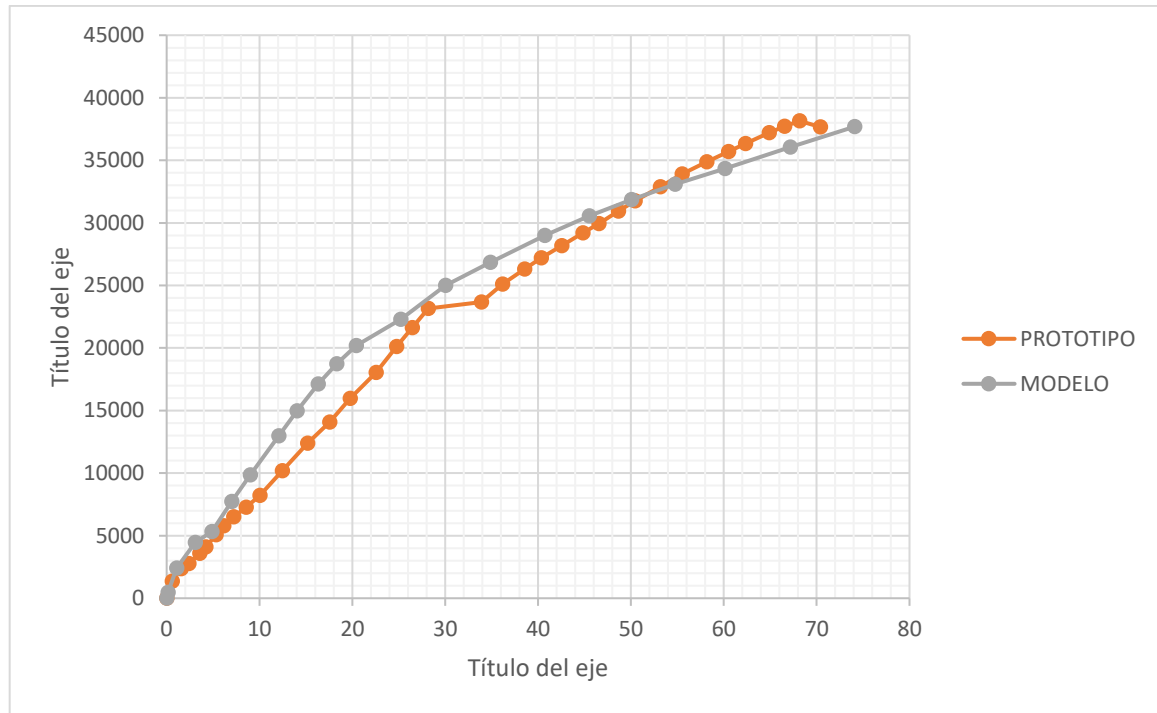
Se puede observar que el modelo entra en el rango elástico a partir de que la deformación al extremo de la viga alcanza un valor de 10 cm, y el protocolo del ensayo culmina a los 85 cm de deformación al extremo de la viga. La falla de este modelo se presenta a través de plastificación del ala de la columna debido a los esfuerzos de compresión transmitidos por el ala inferior de la viga y los esfuerzos de tracción transmitidos por el ala superior de la viga. Dicho modo de plastificación de la conexión no permite desarrollar toda la capacidad inelástica de la conexión, ya que como se observa en la gráfica la pendiente de la curva cuando la conexión incursiona en el rango elástico no refleja la gran ductilidad que presenta el acero dentro de sus propiedades mecánicas.

De la misma manera se ensayó al prototipo, el cual fue llevado hasta los mismos niveles de deformación y cuyos resultados se muestran a continuación:



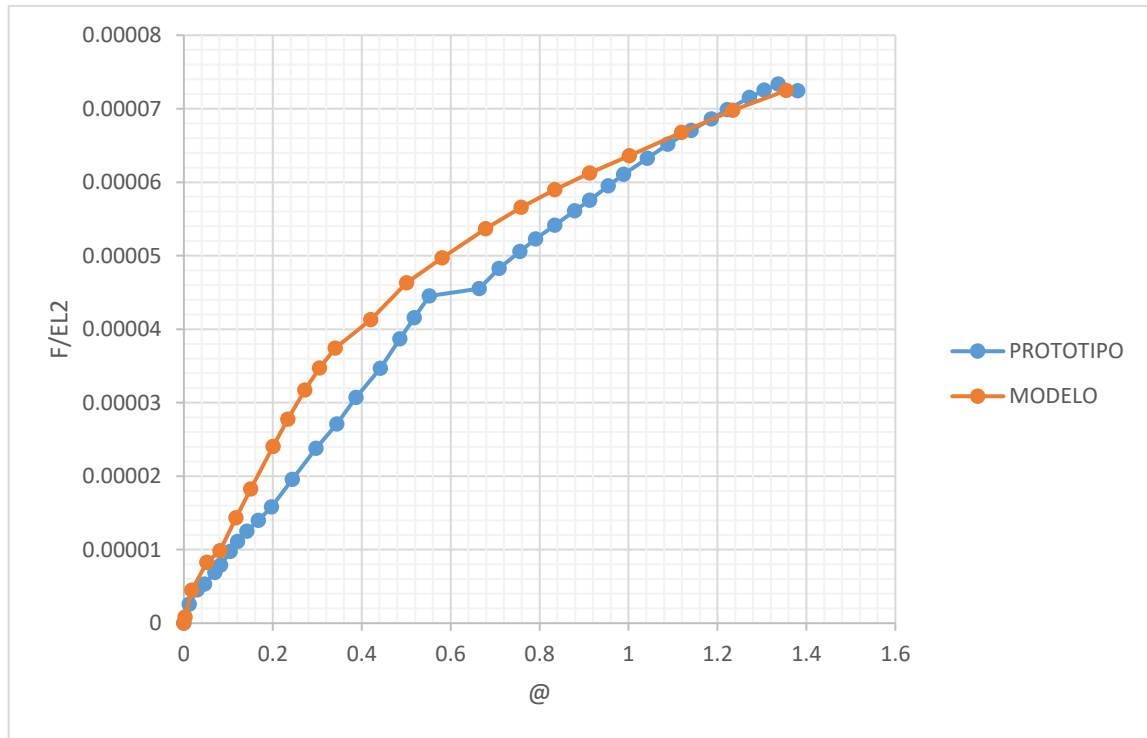
Al igual que en el modelo, la conexión no alcanza a desarrollar toda su capacidad inelástica, debido a que la misma está limitada únicamente a la plastificación del ala de la columna conectada con la viga, nuevamente esto se puede observar a través de la pendiente de la curva en el rango inelástico.

Las gráficas anteriormente presentadas muestran los valores obtenidos dentro del ensayo del modelo y el prototipo, sin embargo, la comparación se realizará superponiendo los datos obtenidos para el modelo a escala reducida, multiplicado por los factores de escala para fuerza (S_{L^2}) y desplazamiento (S_L) definidos anteriormente. Y cuyos valores se presentan a continuación:



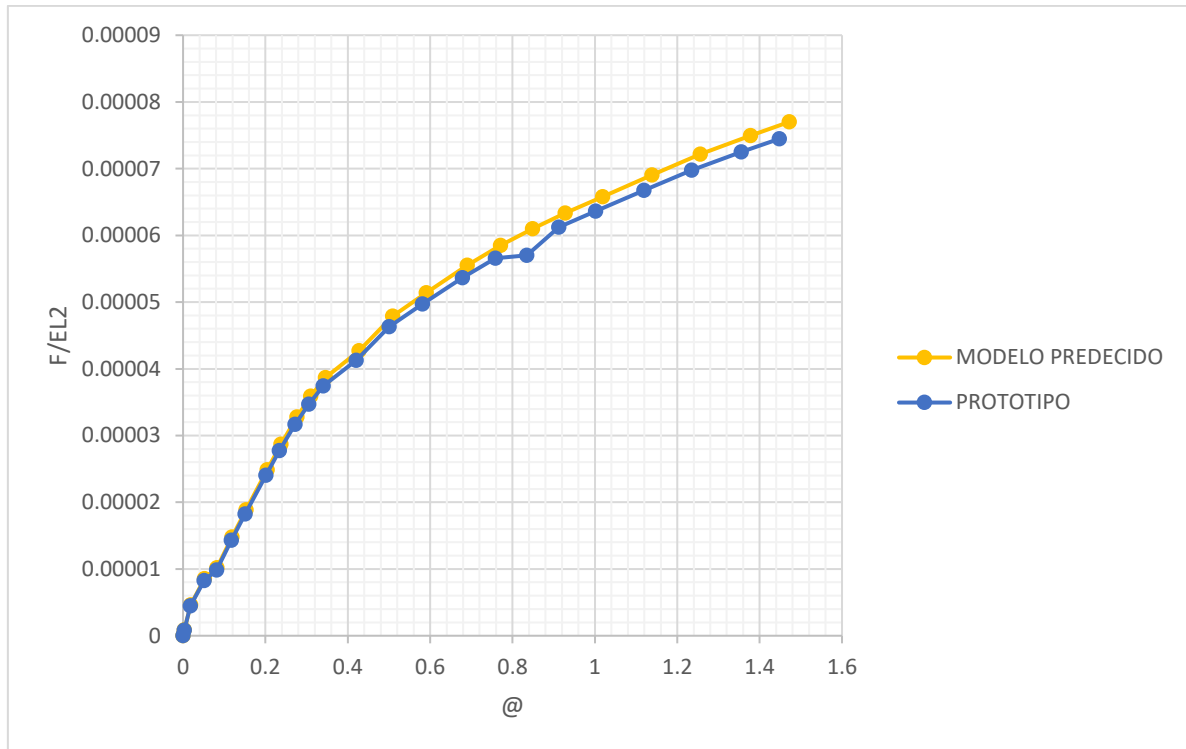
La superposición de ambos resultados muestra que el modelo presenta cierta variación con respecto al prototipo, dicha distorsión puede estar relacionada con varios factores como la introducción de esfuerzos residuales al momento de la construcción de los modelos físicos, esta distorsión provocara que los valores de resistencia de ambos especímenes sean diferentes. Cabe destacar también que estamos tomando la información de un solo ensayo, y para lograr una mayor confiabilidad en los resultados se debería ensayar una mayor cantidad de especímenes bajo las mismas condiciones para obtener una mayor certeza estadística.

Para comprobar que la distorsión no se debe a la falta de similitud entre el modelo y el prototipo, se relaciona sus resultados a través de los parámetros adimensionales anteriormente determinados. En el eje de las ordenadas se encontraran los valores correspondientes al grupo adimensional de la fuerza aplicada al extremo de la viga $\pi_2 = \frac{P}{E \cdot L^2}$, mientras tanto en el eje de las abscisas se encontraran los datos que relacionan la deformación al extremo de la viga con la longitud de la misma $\pi_1 = \frac{\delta}{L}$.



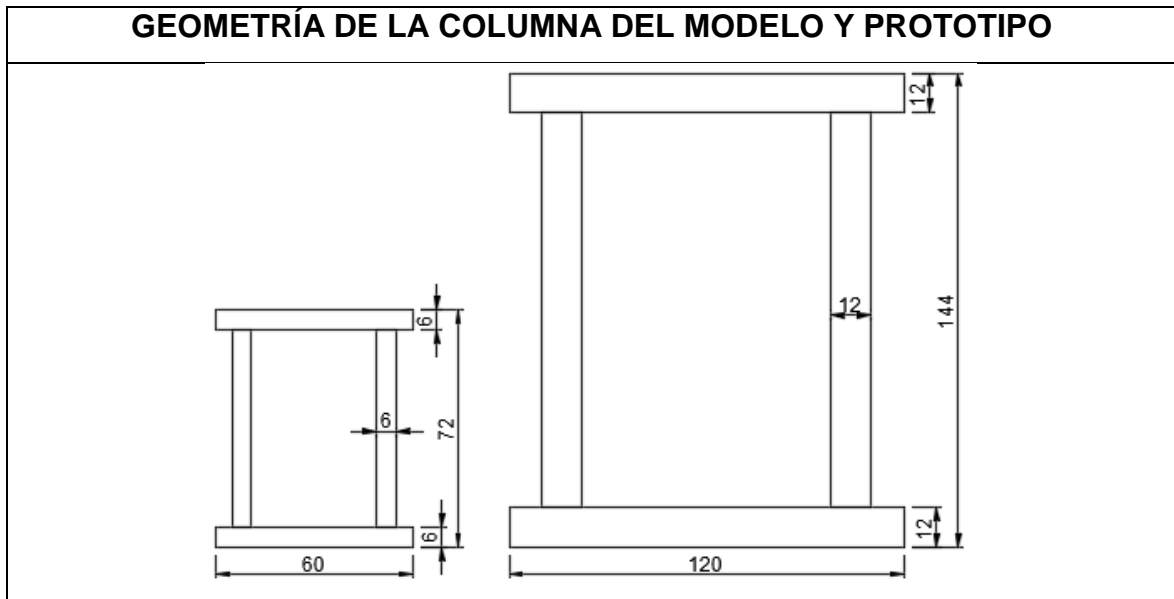
El gráfico presenta la relación entre dos parámetros adimensionales, un factor de fuerza y un factor de desplazamiento o deriva de esta forma podemos relacionar los dos parámetros que forman parte del protocolo de calificación, el cual se basa en la resistencia que debe alcanzar la viga con respecto a la rotación que se genera durante un evento sísmico. Estas graficas permiten concluir que los datos obtenidos satisfacen las leyes de similitud adoptadas para relacionar al modelo y el prototipo, y la variación de sus resultados proviene de imprecisión de los modelos físicos debido a falta de técnicas especializadas utilizadas en la construcción de modelos a escala reducida, lo que resulta en la introducción de esfuerzos residuales durante el proceso de construcción.

Otra comparación realizada es la de los valores de los grupos adimensionales que se obtienen para el prototipo y el modelo multiplicado por sus correspondientes factores de escala, para poder determinar si las leyes adimensionales se cumplen a través de estos resultados, las dos curvas resultantes de este análisis se presentan a continuación:



Como se puede observar en la gráfica, el modelo multiplicado por los factores de escala y el prototipo tienen casi la misma forma, además que comparten valores similares a través de todo el rango de factor de carga y de deflexión al extremo de la viga, por lo tanto, los resultados obtenidos en este análisis cumplen con las leyes de similitud.

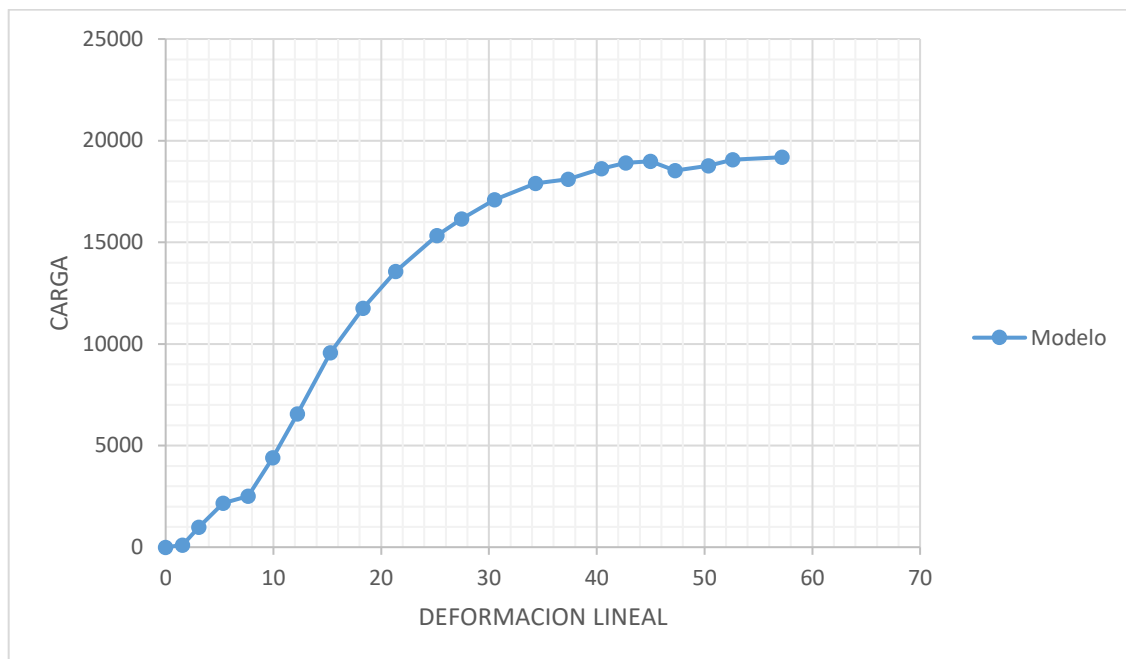
Para obtener mayor información acerca del comportamiento de este tipo de conexiones, se realizó variaciones a las geometrías de perfiles utilizados de la misma manera en la que se modificaron las propiedades geométricas de la columna aumentando su espesor en los modelos analíticos de ANSYS, se aumentó el espesor de la de las placas que conforman la columna en los modelos físicos, para determinar si se produce la misma clase de falla, manifestada a través de la plastificación de la viga debido a la redistribución de esfuerzos que provoca este espesor extra que se le otorga a las alas y alma de la columna. Estos modelos serán ensayados bajo las mismas condiciones que los modelos anteriormente descritos, con la aplicación de una carga monotónica en el extremo libre de la viga, además que se utilizara los mismos factores de carga y los mismos factores adimensionales para relacionar los datos obtenidos en los ensayos del modelo y prototipo.



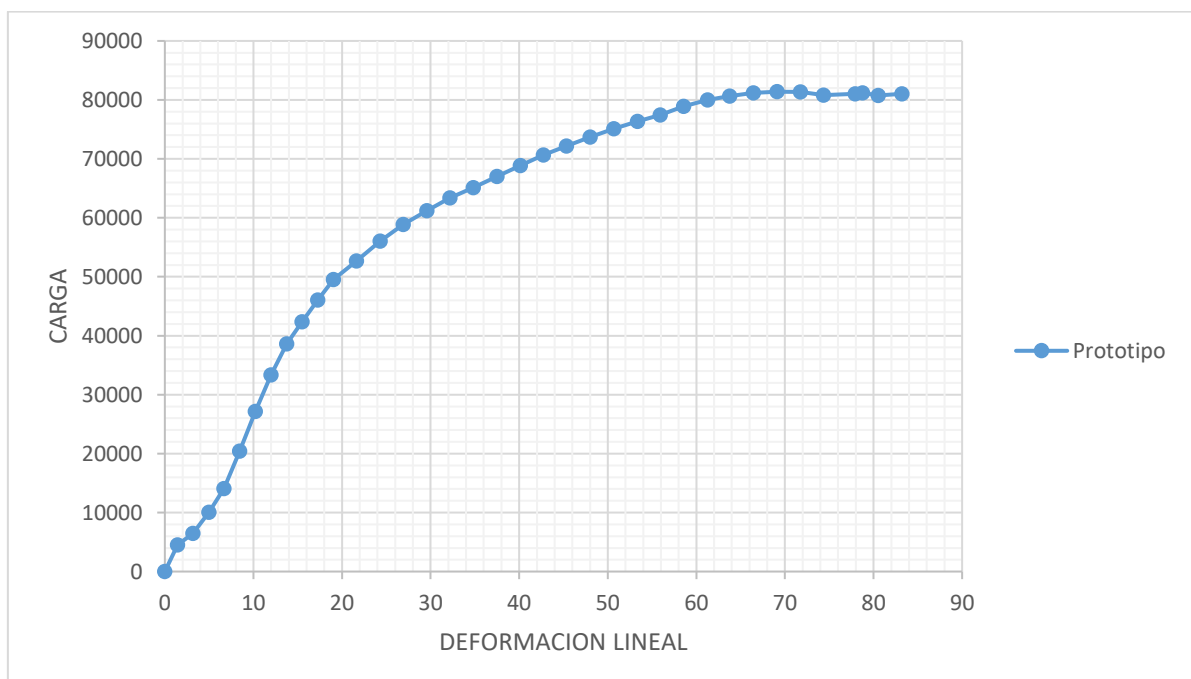
Los resultados obtenidos fueron similares a los del anterior ensayo, con la diferencia de que se pudo observar una menor pendiente cuando la conexión incursiona en el rango plástico, esto se debe a los efectos de pandeo local de las alas de la viga, los cuales ocasionan que la conexión pierda su capacidad de seguir aumentar su capacidad de carga, acompañado con el aumento súbito de las deflexiones en el extremo libre de la viga. Este fenómeno se observó tanto en los ensayos realizados en el modelo como en el prototipo.



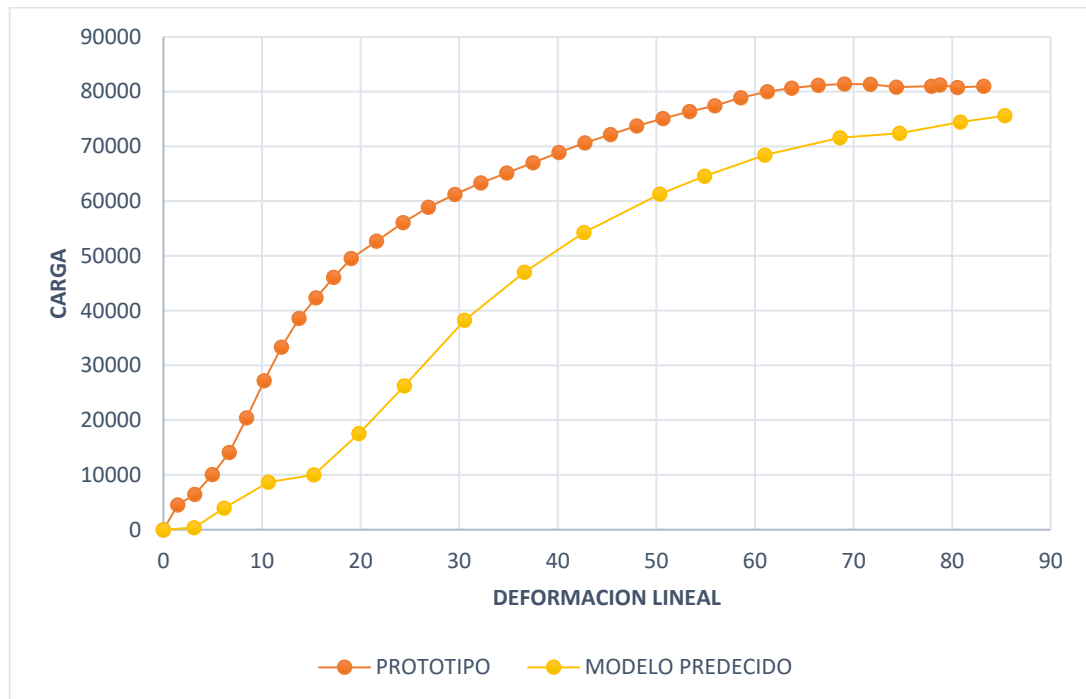
La curva que se presenta a continuación contiene la respuesta ante la aplicación de carga monótonica del modelo.



De la misma manera se ensayó el prototipo, y se pudo observar que, gracias al aumento en el espesor del ala de la columna conectada, se produce una redistribución de esfuerzos hacia la viga produciendo que el mecanismo de plastificación de la conexión este controlado por la plastificación de la viga que para este caso corresponde al pandeo local de las alas.

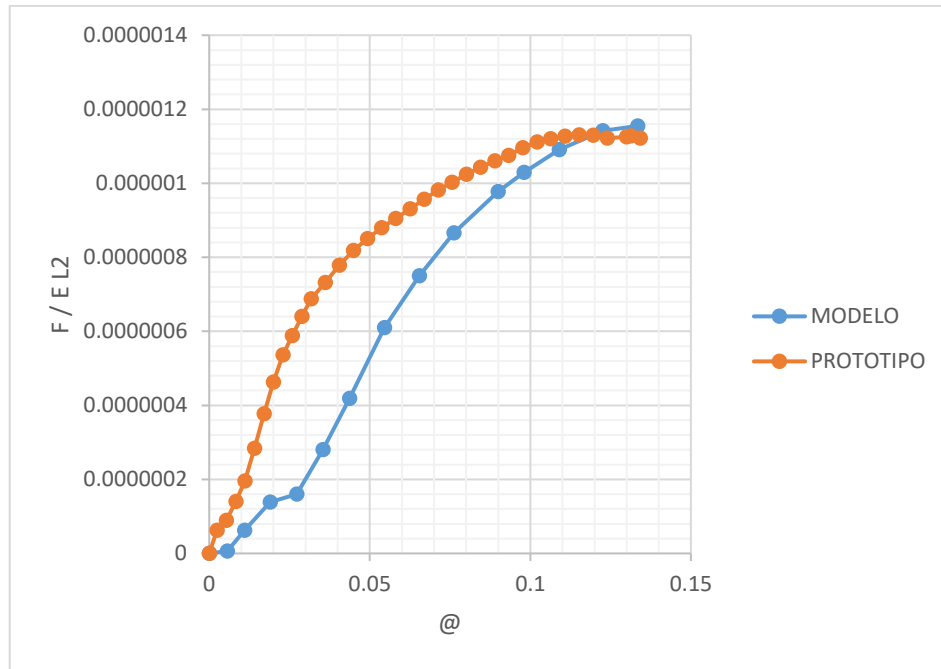


Ambas curvas demuestran un comportamiento similar entre el modelo y el prototipo, es decir que ambos ensayos estuvieron controlados por la plastificación de la viga cuando la carga sobrepasa el momento plástico de la misma. Gracias a que su comportamiento es similar podemos comparar los datos obtenidos para el prototipo con los obtenidos para el modelo y multiplicados para los factores de escala de fuerza y desplazamiento.



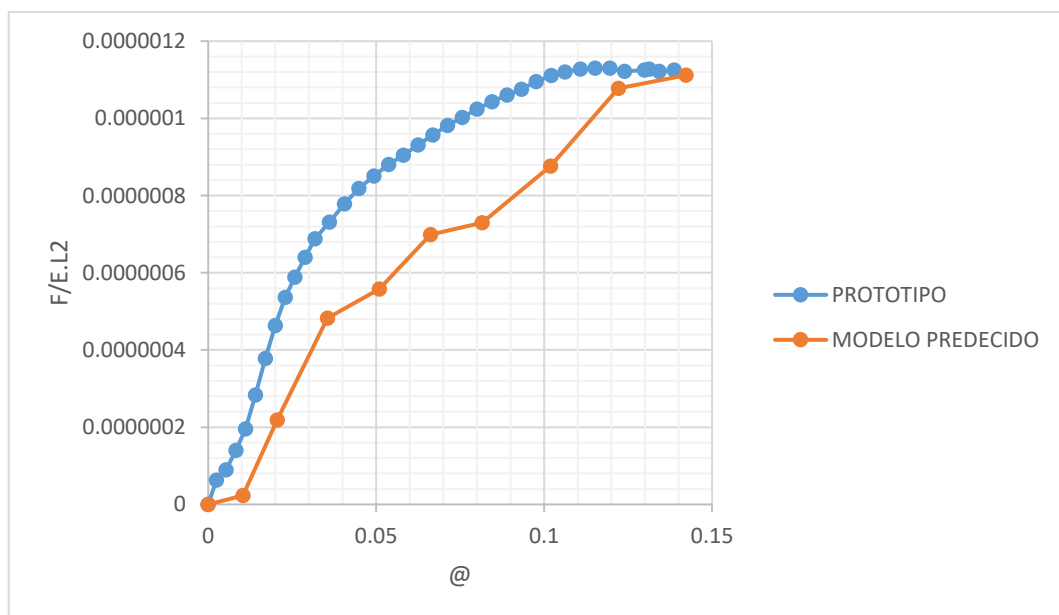
Los datos comparados entre modelo y prototipo a pesar de que presentan un comportamiento similar, muestran una marcada diferencia en los valores de resistencia obtenidos a través del modelo a escala reducida, uno de los factores que influye en este comportamiento se debe a que existe una mayor plastificación de la viga al momento del ensayo, lo que indica un compartimiento más distante con respecto al ensayo del prototipo, el cual muestra de igual manera el pandeo local del ala inferior de la viga en la zona cercana la conexión con la columna, sin embargo pérdida de resistencia así como la velocidad de plastificación del prototipo son menores.

Esta distorsión se puede observar también en la comparación mediante parámetros adimensional de los datos obtenidos, los cuales muestran la misma diferencia entre el comportamiento del modelo y el prototipo, que evidentemente se debe a la menor capacidad de carga que presenta el modelo.



La comparación del modelo y prototipo mediante los parámetros adimensionales determinados para este caso se puede notar aún más la diferencia que existe entre el modelo y el prototipo. Sin embargo, se puede destacar que en ambos casos se produjo un comportamiento global similar, es decir que la respuesta en ambos casos estuvo controlada por la plastificación de la viga representada por el pandeo local de su ala inferior.

De igual manera se presentan los valores adimensionales que presenta tanto el modelo multiplicado por los factores de carga y el prototipo



Si bien no se puede tomar los datos de fuerza y desplazamiento modelados a través de la respuesta del modelo, los resultados del estudio si nos permiten evaluar el comportamiento que tendría la conexión, ante la aplicación de una carga monotónica. Su modo de falla es un aspecto importante dentro de la evaluación del desempeño de la conexión, ya que nos permite evaluar si el comportamiento de la conexión estará controlado por una falla dúctil, debido a la plastificación de sus componentes estructurales o si al contrario la falla de la conexión se producirá de manera repentina debido a un modo de falla frágil.

Cabe destacar también que al igual en los resultados presentados por (Wallace & Krawinkler, 1989) los datos obtenidos por los modelos estructurales a escala reducida no se puede tomar como literal, si bien permiten obtener una mejor visión del comportamiento que presentan las conexiones metálicas, conclusiones que serían también aplicables para este estudio y que se comprobó al determinar que en ambos ensayos se presentaba el mismo comportamiento.

6. Conclusiones:

- La respuesta inelástica de las conexiones metálicas conformadas por una columna tubular y una viga tipo “I” están mayormente influenciadas por la concentración de esfuerzos en la cara de la columna del ala conectada. Esto produce que la conexión no sea capaz de distribuir los esfuerzos hacia la viga, lo que limita su capacidad de desarrollar deformaciones inelásticas.
- Un modo de plastificación de la conexión que asegura un comportamiento dúctil, está conformado por la fluencia de la viga y el aporte inelástico de la zona de panel de la columna, el cual no se observó en ningún caso durante la calificación de las conexiones.
- Las conexiones en las cuales por falta de detallamiento no se logra alcanzar una resistencia a la flexión igual al 80% del Momento Plástico de la viga, no deben ser utilizadas en pórticos resistentes a momento. Ya que su poca capacidad inelástica se convierte en un limitante si el diseño se desarrolla asumiendo la gran ductilidad del acero

- La utilización de modelos estructurales de conexiones metálicas a escala reducida, nos permite conocer más a fondo el comportamiento global de la conexión. Así como su modo de falla y proceso de plastificación a través de los factores de escala que relacionan directamente a la escala geométrica, con la similitud dinámica del modelo.
- Para la utilización de los datos provenientes de modelos a escala reducida dentro del proceso de calificación de una conexión, se debe tener especial atención en el método constructivo utilizado para la creación de los modelos, ya que la introducción de esfuerzos residuales o la falta de detallamiento de estos modelos conduciría a resultados erróneos.
- Los modelos estructurales a escala reducida además de proveer los datos referentes a la resistencia de la conexión, nos permite identificar los errores comunes que se cometen durante el montaje de una estructura aporticada de acero, como por ejemplo la pobre calidad de las soldaduras realizadas por soldadores no calificados

Bibliografía:

- American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *AISC 358-16 Precualified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 360 - 16 Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- FEMA. (2000). *FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings*. SAC Joint.
- FEMA. (2000). *FEMA 355-D State of Art Report on Connection Performance*.
- Harris, H. G., & Sabnis, G. M. (2000). *Structural Modeling and Experimental Techniques*. CRC Press.
- Jack, M. C. (2012). *Diseño de estructuras de acero (5a. ed)*. Mexico: Alfaomega grupo editor.
- Kalfas, C. N., Sofias, C. E., & Pachoumis, D. T. (2013). Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading. *ScienceDirect*.

- R Rahnavard, A. H. (2015). Analytical study on new types of reduced beam section moment connections affecting cyclic behavior. *ScienceDirect*.
- Swati Ajay Kulkarni, G. V. (2014). Study of steel moment connection with and without reduced beam section. *ScienceDirect*.
- Uribe Vallejo, M., & Valencia Clement, G. (2009). Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. *Revista de Ingeniería e Investigacion Volumen 29*.
- Wallace, B. J., & Krawinkler, H. (1989). Small-Scale Model Test of Structural Steel Assemblies. *Journal of Structural Engineering, Vol 115, No 8*.
- White, F. M. (2011). *Fluid Mechanics*. New York: McGraw-Hill.